

# DAM FOUNDATIONS

---

*Geologic considerations. Investigation methods. Treatment. Monitoring*

# FONDATIONS DE BARRAGE

---

*Considérations géologiques. Méthodes d'investigations. Traitement. Auscultation*

**Bulletin 129**



Cover photograph  
Salman Farsi (Ghir) dam project, Iran  
(Photo : Thomas Dolder)

*Photo de couverture  
le barrage de Salman Farsi (Ghir), Iran  
(Photo : Thomas Dolder)*

### **AVERTISSEMENT – EXONÉRATION DE RESPONSABILITÉ :**

Les informations, analyses et conclusions contenues dans cet ouvrage n'ont pas force de Loi et ne doivent pas être considérées comme un substitut aux réglementations officielles imposées par la Loi. Elles sont uniquement destinées à un public de Professionnels Avertis, seuls aptes à en apprécier et à en déterminer la valeur et la portée.

Malgré tout le soin apporté à la rédaction de cet ouvrage, compte tenu de l'évolution des techniques et de la science, nous ne pouvons en garantir l'exhaustivité.

Nous déclinons expressément toute responsabilité quant à l'interprétation et l'application éventuelles (y compris les dommages éventuels en résultant ou liés) du contenu de cet ouvrage.

En poursuivant la lecture de cet ouvrage, vous acceptez de façon expresse cette condition.

### **NOTICE – DISCLAIMER :**

The information, analyses and conclusions in this document have no legal force and must not be considered as substituting for legally-enforceable official regulations. They are intended for the use of experienced professionals who are alone equipped to judge their pertinence and applicability.

This document has been drafted with the greatest care but, in view of the pace of change in science and technology, we cannot guarantee that it covers all aspects of the topics discussed.

We decline all responsibility whatsoever for how the information herein is interpreted and used and will accept no liability for any loss or damage arising therefrom.

Do not read on unless you accept this disclaimer without reservation.

Original text in English  
French translation by some members of the Canadian Dam Safety  
Association and SNC-Lavalin staff, led by R. Simard

*Texte original en anglais  
Traduction en français par quelques membres de l'Association Canadienne  
de la Sécurité des Barrages et personnel de SNC-Lavalin,  
sous la direction de R. Simard*

# **DAM FOUNDATIONS**

---

*Geologic considerations. Investigation methods. Treatment. Monitoring*

# **FONDATIONS DE BARRAGE**

---

*Considérations géologiques. Méthodes d'investigations. Traitement. Auscultation*

---

Commission Internationale des Grands Barrages - 151, bd Haussmann, 75008 Paris  
Tél. : (33-1) 53 75 16 52 - Fax : (33-1) 40 42 60 71  
E-mail : [secretaire.general@icold-cigb.org](mailto:secretaire.general@icold-cigb.org)  
Sites : [www.icold-cigb.org](http://www.icold-cigb.org) & [www.icold-cigb.net](http://www.icold-cigb.net)

---

COMMITTEE ON DAM FOUNDATIONS  
COMITÉ DES FONDATIONS DE BARRAGE  
(1991-2000)

*Chairman/Président*

Austria/Autriche H. PÖCHHACKER (1)  
Switzerland/Suisse R.P. BRENNER (2)

*Members/Membres*

Austria/Autriche	W. DEMMER (3)
	S. JACOBS (4)
	H. LAUFFER, JR. (5)
Brazil/Brésil	V.F.B. DE MELLO
Canada/Canada	G.S. LAROCQUE (6)
	R. SIMARD (7)
China/Chine	Y. ZHANG
Colombia/Colombie	A. MARULANDA
Croatia/Croatie	P. STOJIC (8)
	J. RUPCIC (9)
France/France	P.M. DUPEUBLE (6)
	D.M. GOUVENOT
Germany/Allemagne	TH. STROBL
Greece/Grèce	N.J. MOUTAFIS (10)
Iran/Iran	F.V. GOODARZI (7)
Italy/Italie	M. DOLCETTA
Japan/Japon	S. AKUTAGAWA (11)
Malaysia/Malaisie	K. ICHIKAWA (12)
	H. SUGAWARA (13)
Norway/Norvège	K. HÖEG
Russia/Russie	N.N. YACOVLEV
Spain/Espagne	J. YAGÜE
Switzerland/Suisse	M. GAVARD
Syria/Syrie	S.E. KARADAMOUR (14)
Thailand/Thaïlande	T. HARNPATTANAPANICH (7)
Turkey/Turquie	M. TURFAN
United States/États-Unis	J.S. DODD (3)
	R. MILLET (4)

(1) Chairman until 1993/Président jusqu'en 1993

(2) Member until 1993, Chairman since 1993/Membre jusqu'en 1993, Président depuis 1993

(3) Member until 1999/Membre jusqu'en 1999

(4) Member since 1999/Membre depuis 1999

(5) Member since 1993/Membre depuis 1993

(6) Member until 1998/Membre jusqu'en 1998

(7) Member since 1998/Membre depuis 1998

(8) Member until 1997/Membre jusqu'en 1997

(9) Member since 1997/Membre depuis 1997

(10) Member since 1995/Membre depuis 1995

(11) Member until 1994/Membre jusqu'en 1994

(12) Member from 1994 to 1996 and from 1999 to 2000/ Membre de 1994 jusqu'en 1996 et de 1999 jusqu'en 2000.

(13) Member from 1996 to 1999/Membre de 1996 jusqu'en 1999

(14) Member since 1994/Membre depuis 1994

---

## SOMMAIRE

---

### AVANT-PROPOS

1. INTRODUCTION
2. SÉLECTION DU TYPE DE BARRAGE ET ANALYSE DE LA FONDATION
3. INVESTIGATIONS GÉOLOGIQUES ET DES MATÉRIAUX
4. TRAITEMENT DES FONDATIONS
5. AUSCULTATION DES FONDATIONS
6. EXEMPLES
7. ANNEXE A : Les douze tâches d'une investigation géologique-géotechnique

---

## CONTENTS

---

### FOREWORD

1. INTRODUCTION
2. DAM TYPE SELECTION AND FOUNDATION ANALYSIS
3. GEOLOGIC AND MATERIALS INVESTIGATIONS
4. FOUNDATION TREATMENT
5. FOUNDATION MONITORING
6. CASE HISTORIES
6. APPENDIX A : The twelve tasks of a geological-geotechnical engineering investigation

---

# TABLE DES MATIÈRES

---

AVANT-PROPOS .....	18
1. INTRODUCTION .....	22
1.1. L'importance des fondations d'un barrage .....	22
1.2. L'importance des investigations des fondations de barrage .....	24
1.3. L'approche systématique en investigation des fondations .....	26
1.4. La gestion des investigations d'un barrage .....	30
2. SÉLECTION DU TYPE DE BARRAGE ET ANALYSE DE LA FONDATION.....	40
2.1. Sélection du type de barrage .....	40
2.1.1. Influence de la fondation sur le type de barrage .....	40
2.1.2. Considérations de coût .....	42
2.2. Considérations et préoccupations d'ordre géologique pour la fondation de barrages .....	44
2.3. Mauvaises conditions géologiques pour les sites de barrage .....	56
2.4. Problèmes d'interaction barrage/fondation .....	64
2.5. Analyses de fondation requises .....	64
2.5.1. Généralités .....	64
2.5.2. Analyses de stabilité de la fondation (analyse d'une déstabilisation possible) .....	66
2.5.2.1. Scénarios d'instabilité .....	66
2.5.2.2. Méthodes de calcul .....	68
2.5.2.3. Instabilité due à la liquéfaction .....	72
2.5.3. Analyses de déformation de la fondation .....	74
2.5.4. Analyses d'écoulement des eaux à travers la fondation .....	78
2.6. Références .....	83
3. INVESTIGATIONS GÉOLOGIQUES ET DES MATÉRIAUX .....	86
3.1. Généralités .....	86
3.1.1. Méthodes d'investigations et façon pour obtenir l'information géologique et des matériaux .....	86
3.1.2. Activités séquentielles d'investigation .....	88
3.2. Investigations géologiques .....	98
3.2.1. Importance de l'histoire géologique .....	98
3.2.2. Cartographie géologique .....	100

---

---

# TABLE OF CONTENTS

---

FOREWORD .....	19
1. INTRODUCTION .....	23
1.1. Significance of the foundation for a dam .....	23
1.2. Importance of dam foundation engineering investigations .....	25
1.3. Systematic approach to dam foundation engineering investigations ...	27
1.4. Managing dam foundation engineering investigations .....	31
2. DAM TYPE SELECTION AND FOUNDATION ANALYSIS.....	41
2.1. Selection of dam type .....	41
2.1.1. Influence of foundation on type of dam .....	41
2.1.2. Cost considerations .....	43
2.2. Geologic considerations and concerns for dam foundations .....	45
2.3. Adverse geological conditions for dam sites .....	57
2.4. Dam/foundation interaction problems .....	65
2.5. Required foundation analyses .....	65
2.5.1. General .....	65
2.5.2. Foundation stability analyses (analysis of potential destabilization) .....	67
2.5.2.1. Instability scenarios .....	67
2.5.2.2. Computational methods .....	69
2.5.2.3. Instability due to liquefaction .....	73
2.5.3. Foundation deformation analyses .....	75
2.5.4. Foundation seepage analyses .....	79
2.6. References .....	83
3. GEOLOGIC AND MATERIALS INVESTIGATIONS .....	87
3.1. General .....	87
3.1.1. Investigation methods and ways to gather geological and materials information .....	87
3.1.2. Sequencing investigation activities .....	89
3.2. Geological investigations .....	99
3.2.1. Importance of geologic history .....	99
3.2.2. Geologic mapping .....	101

3.2.3. Télédétection .....	106
3.3. Investigations hydrogéologiques .....	106
3.3.1. Conditions hydrogéologiques .....	106
3.3.2. Réponse du sol à l'eau .....	108
3.3.2.1. Effets des propriétés mécaniques .....	108
3.3.2.2. Effets de la dissolution .....	110
3.3.2.3. Effets de l'érosion souterraine (renards) .....	110
3.3.3. Paramètres hydrogéologiques .....	110
3.3.4. Méthodes d'investigations .....	112
3.3.4.1. Essais de perméabilité (conductivité hydraulique) .....	114
3.3.4.2. Surface potentiométrique .....	120
3.3.4.3. Cheminement de l'écoulement .....	122
3.4. Investigations géophysiques .....	122
3.4.1. Objectifs et planification des investigations géophysiques .....	122
3.4.2. Méthodes disponibles .....	124
3.5. Explorations géotechniques sur le terrain .....	132
3.5.1. Puits et tranchées, cheminées et galeries .....	132
3.5.2. Forage et échantillonnage .....	134
3.5.2.1. Échantillonnage des sols .....	134
3.5.2.2. Échantillonnage des roches .....	134
3.5.3. Tests in situ .....	142
3.5.3.1. Essais au pénétromètre statique (CPT et CPTU) .....	142
3.5.3.2. Essais de pénétration standard (SPT) .....	142
3.5.3.3. Essais de pénétration Becker (BPT) .....	144
3.5.3.4. Essais au dilatomètre plat (DMT) .....	144
3.5.3.5. Essais au scissomètre (VST) .....	144
3.5.3.6. Essais pressiométriques (PMT) .....	144
3.5.3.7. Essais spéciaux in situ .....	144
3.5.4. Essais in situ dans le roc .....	146
3.5.4.1. Essais de perméabilité .....	146
3.5.4.2. Essais de vérin .....	146
3.5.4.3. Essais de résistance .....	146
3.5.4.4. Mesures de contraintes in situ .....	148
3.5.5. Propriétés des joints dans le roc .....	148
3.5.6. Paramètres pour la classification géomécanique des massifs rocheux .....	148



3.2.3. Remote sensing .....	107
3.3. Hydrogeological investigations .....	107
3.3.1. Hydrogeological settings .....	107
3.3.2. Response of ground to water .....	109
3.3.2.1. Effect on engineering properties .....	109
3.3.2.2. Solution effects .....	111
3.3.2.3. Subsurface erosion (piping) effects .....	111
3.3.3. Hydrogeological parameters .....	111
3.3.4. Investigation methods .....	113
3.3.4.1. Permeability (hydraulic conductivity) .....	115
3.3.4.2. Potentiometric surface .....	121
3.3.4.3. Flow path .....	123
3.4. Geophysical investigations .....	123
3.4.1. Objectives and planning of geophysical investigations .....	123
3.4.2. Available methods .....	125
3.5. Geotechnical field investigations .....	133
3.5.1. Test pits and trenches, shafts and adits .....	133
3.5.2. Drilling and sampling .....	135
3.5.2.1. Soil sampling .....	135
3.5.2.2. Rock sampling .....	135
3.5.3. In situ tests in soils .....	143
3.5.3.1. Static cone penetration test (CPT and CPTU) .....	143
3.5.3.2. Standard penetration test (SPT) .....	143
3.5.3.3. Becker penetration test (BPT) .....	145
3.5.3.4. Flat dilatometer test (DMT) .....	145
3.5.3.5. Vane shear test (VST) .....	145
3.5.3.6. Pressuremeter tests (PMT) .....	145
3.5.3.7. Special field tests .....	145
3.5.4. In situ tests in rock .....	147
3.5.4.1. Permeability tests .....	147
3.5.4.2. Jacking tests .....	147
3.5.4.3. Strength tests .....	147
3.5.4.4. In situ stress measurements .....	149
3.5.5. Properties of rock joints .....	149
3.5.6. Indices for the engineering classification of rock mass .....	149

3.5.7. Erreurs courantes dans les explorations géotechniques .....	150
3.6. Études géotechniques de laboratoire .....	150
3.6.1. Classification et essais de détermination des indices pour sol et roc .....	150
3.6.2. Contrainte-déformation et résistance des sols .....	152
3.6.2.1. Méthodes de détermination de la résistance .....	152
3.6.2.2. Détermination de la résistance pour les analyses de stabilité .....	154
3.6.3. Propriétés en contraintes-déformations et de résistance du roc intact .....	158
3.6.4. Propriétés en déformations et résistance des joints (discontinuités) du roc .....	160
3.6.5. Détermination en laboratoire de la perméabilité des sols .....	162
3.6.6. Conductivité hydraulique des joints de roc et du roc intact .....	162
3.6.7. Susceptibilité à l'érosion et aux effets chimiques .....	164
3.7. Traitement des données pour les décisions d'ingénierie .....	166
3.8. Références .....	170
<b>4. TRAITEMENT DES FONDATIONS .....</b>	<b>178</b>
4.1. Introduction .....	178
4.2. Travaux préparatoires .....	180
4.2.1. Nettoyage, essouchage et décapage .....	180
4.2.2. Dérivation de la rivière et contrôle de l'eau .....	180
4.2.3. Stabilisation des pentes à l'extérieur de l'excavation .....	182
4.3. Excavation de fondation et traitement de surface .....	184
4.3.1. Généralités .....	184
4.3.2. Barrages en remblai .....	186
4.3.2.1. Barrages avec écran étanche en sol .....	186
4.3.2.2. Barrages avec écrans hydrauliques non argileux .....	192
4.3.3. Barrages en béton .....	198
4.3.3.1. Généralités .....	198
4.3.3.2. Barrages-poids .....	198
4.3.3.3. Barrages-voûte .....	200
4.3.4. Stabilisation des pentes à l'intérieur de l'excavation .....	202
4.4. Traitement par mesures de scellement .....	204
4.4.1. Généralités .....	204
4.4.2. Injection de coulis .....	204
4.4.2.1. Envergure .....	204

3.5.7. Common deficiencies in geotechnical field investigations .....	151
3.6. Geotechnical laboratory investigations .....	151
3.6.1. Classification and index tests for soils and rocks .....	151
3.6.2. Stress-strain and strength properties of soils .....	153
3.6.2.1. Methods of strength determination .....	153
3.6.2.2. Determination of strength for stability analyses .....	155
3.6.3. Stress-strain and strength properties of intact rock .....	159
3.6.4. Deformation and strength properties of rock joints (discontinuities) .....	161
3.6.5. Laboratory determination of soil permeability .....	163
3.6.6. Hydraulic conductivity of rock joints and intact rock .....	163
3.6.7. Erosion susceptibility and chemical effects .....	165
3.7. Treatment of data for purpose of engineering decisions .....	167
3.8. References .....	170
4. FOUNDATION TREATMENT .....	179
4.1. Introduction .....	179
4.2. Preparatory works .....	181
4.2.1. Clearing, grubbing and stripping .....	181
4.2.2. River diversion and control of water .....	181
4.2.3. Slope stabilization outside the excavation .....	183
4.3. Foundation excavation and surface treatment .....	185
4.3.1. General .....	185
4.3.2. Embankment dams .....	187
4.3.2.1. Dams with water barriers of soil .....	187
4.3.2.2. Dams with non-soil water barriers .....	193
4.3.3. Concrete dams .....	199
4.3.3.1. General .....	199
4.3.3.2. Gravity dams .....	199
4.3.3.3. Arch dams .....	201
4.3.4. Slope stabilization inside the excavation .....	203
4.4. Treatment by sealing measures .....	205
4.4.1. General .....	205
4.4.2. Injection grouting .....	205
4.4.2.1. Scope .....	205

4.4.2.2. Propriétés des coulis de ciment .....	206
4.4.2.3. Conception .....	210
4.4.2.4. Exécution et contrôle .....	216
4.4.2.5. Évaluation de l'efficacité .....	218
4.4.2.6. Le nombre (GIN) de mesure d'intensité d'injection .....	220
4.4.2.7. Le problème des karsts .....	224
4.4.3. Coupures étanches .....	228
4.4.3.1. Types de coupure .....	228
4.4.3.2. Mur diaphragme .....	230
4.4.3.3. Murs de boue .....	236
4.4.3.4. Pieux .....	236
4.4.3.5. Galeries bétonnées superposées .....	236
4.4.3.6. Murs vibrés (coupures étanches vibrées, coupures étanches étroites) .....	238
4.4.4. Coupures étanches semi-positives .....	238
4.4.4.1. Types de coupure étanche semi-positive .....	238
4.4.4.2. L'injection au jet à haute énergie .....	240
4.4.4.3. Malaxage profond .....	242
4.4.5. Raccordement entre les coupures étanches et le barrage .....	242
4.4.5.1. Galeries d'injection (barrage en remblai) .....	242
4.4.5.2. Raccordement au rideau d'injection (barrage en béton ou en remblai) .....	244
4.4.5.3. Raccordement entre le remblai et les coupures semi-positives ou positives (barrage en remblai) .....	246
4.4.6. Tapis amont .....	248
4.5. Traitement par mesures de drainage .....	248
4.5.1. Généralités .....	248
4.5.2. Drainage dans le roc .....	250
4.5.3. Drainage dans le mort-terrain .....	250
4.6. Traitement par mesures de renforcement .....	252
4.6.1. Généralités .....	252
4.6.2. Renforcement du roc de fondation .....	252
4.6.2.1. Amélioration des propriétés mécaniques .....	252
4.6.2.2. Amélioration des déficiences structurales .....	252
4.6.3. Renforcement du mort-terrain .....	256
4.6.3.1. Méthodes disponibles .....	256

4.4.2.2. Cement grout properties .....	207
4.4.2.3. Design .....	211
4.4.2.4. Execution and field control .....	217
4.4.2.5. Effectiveness evaluation .....	219
4.4.2.6. Grouting intensity number (GIN) .....	221
4.4.2.7. The problem of karst .....	225
4.4.3. Positive cutoff .....	229
4.4.3.1. Types of cutoff .....	229
4.4.3.2. Diaphragm wall .....	231
4.4.3.3. Slurry walls .....	237
4.4.3.4. Piles .....	237
4.4.3.5. Superposed concreted galleries .....	237
4.4.3.6. Vib walls (slim vibrated cutoffs, thin cutoffs) .....	239
4.4.4. Semi-positive cutoff .....	239
4.4.4.1. Types of semi-positive cutoff .....	239
4.4.4.2. Jet grouting .....	241
4.4.4.3. Deep mixing .....	243
4.4.5. Connection between foundation cutoff and dam .....	243
4.4.5.1. Grouting galleries (embankment dam) .....	243
4.4.5.2. Grout curtain connection (concrete or embankment dam) .....	245
4.4.5.3. Connection between impervious element of embankment and positive or semi-positive cutoff (embankment dam) .....	247
4.4.6. Upstream blanket .....	249
4.5. Treatment by drainage measures .....	249
4.5.1. General .....	249
4.5.2. Drainage in rock .....	251
4.5.3. Drainage in overburden .....	251
4.6. Treatment by strengthening measures .....	253
4.6.1. General .....	253
4.6.2. Strengthening of foundation rock .....	253
4.6.2.1. Improvement of mechanical properties .....	253
4.6.2.2. Improvement of structural deficiencies .....	253
4.6.3. Strengthening of overburden .....	257
4.6.3.1. Available methods .....	257

4.6.3.2. Traitement à partir de la surface du terrain .....	258
4.6.3.3. Traitement à partir de trous de forage .....	258
4.7. Opération et supervision de la construction .....	260
4.7.1. Généralités .....	260
4.7.2. Organisation de la construction .....	262
4.7.2.1. Les membres de l'équipe de projet .....	262
4.7.2.2. Organisation du projet .....	264
4.7.2.3. Contrôle de la qualité et du programme de construction .....	266
4.7.3. Considérations contractuelles .....	266
4.7.3.1. Répartition des risques .....	266
4.7.3.2. Documents contractuels .....	268
4.7.3.3. Soumission et adjudication de soumission .....	270
4.8. Références .....	282
5. AUSCULTATION DES FONDATIONS .....	292
5.1. Définition et envergure .....	292
5.1.1. Objectifs et philosophie de l'auscultation .....	292
5.1.2. Auscultation et sécurité .....	294
5.1.3. Limitations concernant l'auscultation instrumentale .....	294
5.1.4. Auscultation à court terme et à long terme .....	296
5.2. Comportement de la fondation .....	298
5.2.1. Fondations rocheuses et fondations de sol .....	298
5.2.2. Influence de la géologie .....	300
5.2.3. Comportement anticipé des fondations soumises à des charges variables .....	300
5.3. Méthodes d'auscultation des fondations .....	302
5.3.1. Quantités à surveiller au moyen des instruments .....	302
5.3.1.1. Système de mesure de déplacement spacial .....	310
5.3.1.2. Pressions d'eau et percolations .....	310
5.3.1.3. Paramètres sismiques .....	314
5.3.2. Appareils de mesure .....	314
5.3.2.1. Piézomètres dans les fondations de sol .....	316
5.3.2.2. Piézomètres dans les fondations rocheuses .....	316
5.3.2.3. Mesures des percolations et des fuites .....	318
5.3.2.4. Mesures de déformations unitaires dans les fondations rocheuses .....	318
5.3.3. Importance relative et fiabilité des paramètres à mesurer .....	320

4.6.3.2. Treatment from the ground surface .....	259
4.6.3.3. Treatment from boreholes .....	259
4.7. Construction operations and construction supervision .....	261
4.7.1. General .....	261
4.7.2. Construction organizations .....	263
4.7.2.1. Project team members .....	263
4.7.2.2. Project organization .....	265
4.7.2.3. Quality and construction schedule control .....	267
4.7.3. Contracting considerations .....	267
4.7.3.1. Risk allocation .....	267
4.7.3.2. Contract documents .....	269
4.7.3.3. Tendering and award of bid .....	271
4.8. References .....	282
<b>5. FOUNDATION MONITORING .....</b>	<b>293</b>
5.1. Definition and scope .....	293
5.1.1. Objectives and philosophy of monitoring .....	293
5.1.2. Monitoring and safety .....	295
5.1.3. Limitations in instrumental monitoring .....	295
5.1.4. Short-term and long-term monitoring .....	297
5.2. Foundation behavior .....	299
5.2.1. Rock foundations and soil foundations .....	299
5.2.2. Geological influences .....	301
5.2.3. Expected behavior of foundations under changing loads .....	301
5.3. Methods of foundation monitoring .....	303
5.3.1. Quantities to be monitored by instruments .....	303
5.3.1.1. Spatial displacement measuring system .....	311
5.3.1.2. Water pressures and seepage .....	311
5.3.1.3. Seismic parameters .....	315
5.3.2. Measuring devices .....	315
5.3.2.1. Piezometers in soil foundations .....	317
5.3.2.2. Piezometers in rock foundations .....	317
5.3.2.3. Seepage and leakage measurement .....	319
5.3.2.4. Strain measurements in rock foundations .....	319
5.3.3. Relative importance and reliability of quantities to be monitored	321

5.3.4. Conception d'un système d'auscultation d'une fondation .....	324
5.3.5. Fréquence recommandée des lectures .....	324
5.3.6. Développements récents .....	328
5.3.6.1. Acquisition des données et traitement .....	328
5.3.6.2. Système de positionnement global (GPS) .....	330
5.3.6.3. Surveillance des percolations et écoulements par détection de la température .....	330
5.3.6.4. Surveillance des émissions acoustiques .....	332
5.3.7. Présentation des données .....	332
5.4. Interprétation des lectures .....	334
5.4.1. Évaluation du comportement mesuré .....	334
5.4.2. Comparaison entre le comportement prédit et mesuré .....	336
5.5. Actions à prendre selon le comportement observé .....	338
5.6. Références .....	345
6. EXEMPLES .....	350
6.1. Introduction .....	350
6.2. Barrage Alibey : Fondation sur alluvions molles .....	352
6.2.1. Introduction .....	352
6.2.2. Conditions de fondations et variantes de traitement de fondation .....	352
6.2.3. Propriétés des sols .....	356
6.2.4. Conception et construction .....	356
6.2.5. Instrumentation et interprétation des résultats d'instrumentation .....	360
6.2.6. Leçons tirées .....	364
6.3. Barrage de Merrill Creek : Traitement d'une fondation saprolitique .	372
6.3.1. Introduction .....	372
6.3.2. Historique .....	372
6.3.3. Problèmes et solutions .....	376
6.3.4. Leçons tirées .....	378
6.4. Barrage Atatürk : Injection de la fondation en terrain karstique .....	386
6.4.1. Caractéristiques du projet et de la fondation .....	386
6.4.2. Conception du rideau d'injection et des extensions .....	388
6.4.3. Leçons tirées .....	394
6.5. Barrage Guavio : Traitement de fondation karstique d'un haut barrage dans une vallée encavée .....	402
6.5.1. Introduction .....	402



5.3.4. Designing a foundation monitoring system .....	325
5.3.5. Recommended frequency of reading .....	325
5.3.6. Recent developments .....	329
5.3.6.1. Data acquisition and processing .....	329
5.3.6.2. Global positioning system (GPS) .....	331
5.3.6.3. Monitoring seepage and leakage through temperature sensing .....	331
5.3.6.4. Acoustic emission monitoring .....	333
5.3.7. Data presentation .....	333
5.4. Interpretation of readings .....	335
5.4.1. Evaluation of measured behavior .....	335
5.4.2. Comparison between monitored and expected behavior .....	337
5.5. Actions derived from measured performance .....	339
5.6. References .....	345
<b>6. CASE HISTORIES .....</b>	<b>351</b>
6.1. Introduction .....	351
6.2. Alibey Dam: Foundation on soft alluvium .....	353
6.2.1. Introduction .....	353
6.2.2. Foundation conditions and alternative foundation concepts .....	353
6.2.3. Soil properties .....	357
6.2.4. Design and construction .....	357
6.2.5. Instrumentation and interpretation of monitoring results .....	361
6.2.6. Lessons learned .....	365
6.3. Merrill Creek Dam: Treatment of saprolitic foundation .....	373
6.3.1. Introduction .....	373
6.3.2. Background .....	373
6.3.3. Problems and outcomes .....	377
6.3.4. Lessons learned .....	379
6.4. Atatürk Dam: Foundation grouting in karst .....	387
6.4.1. Project and foundation characteristics .....	387
6.4.2. Grout curtain design and required extensions .....	389
6.4.3. Lessons learned .....	395
6.5. Guavio Dam: Treatment of karstic foundation of a high dam in a narrow canyon .....	403
6.5.1. Introduction .....	403

6.5.2. Critères de base de conception .....	402
6.5.3. Ajustement de l'envergure des traitements durant la construction .....	406
6.5.4. Surveillance de la fondation et évaluation de son comportement .....	414
6.6. Barrage Wujiangdu : Injection de ciment à haute pression dans une fondation karstique contenant des cavités remplies d'argile .....	422
6.6.1. Introduction .....	422
6.6.2. Conditions géologiques .....	422
6.6.3. Conception du voile d'injection .....	424
6.6.4. Efficacité de l'injection du ciment à haute pression .....	426
6.6.5. Suivi de l'écoulement et des pressions de soulèvement après la mise en eau .....	430
6.6.6. Leçons retenues .....	430
6.7. Barrage La Cantoniera : Fondations renforcées par ancrage .....	436
6.7.1. Introduction .....	436
6.7.2. Conditions géologiques .....	436
6.7.3. Essais géotechniques in situ .....	436
6.7.4. Traitement pour améliorer la résistance du roc de fondation ....	438
6.7.5. Leçons tirées .....	442
6.8. Barrage Theodore Roosevelt : Modification de fondation et consolidation .....	448
6.8.1. Introduction .....	448
6.8.2. Investigation des fondations .....	448
6.8.3. Conception des fondations .....	452
6.8.4. Construction .....	454
6.9. Barrage Ridracoli : Consolidation de l'excavation par des ancrages au roc .....	458
6.9.1. Caractéristiques générales .....	458
6.9.2. Conditions géologiques .....	458
6.9.3. Traitement de la fondation .....	460
6.9.4. Comportement de la fondation .....	462
6.9.5. Leçons tirées .....	462
6.10. Références .....	469
<b>ANNEXE A : LES DOUZE TÂCHES D'UNE INVESTIGATION GÉOLOGIQUE-GÉOTECHNIQUE .....</b>	<b>470</b>

6.5.2. Basic design criteria .....	403
6.5.3. Adjustments to the scope of foundation treatment during construction .....	407
6.5.4. Foundation monitoring and performance evaluation .....	415
6.6. Wujiangdu Dam: High pressure cement grouting in karstic foundation with clay-filled cavities .....	423
6.6.1. Introduction .....	423
6.6.2. Geological conditions .....	423
6.6.3. Grout curtain design .....	425
6.6.4. Efficiency of high pressure cement grouting .....	427
6.6.5. Monitoring of seepage and uplift pressures after impounding ...	431
6.6.6. Lessons learned .....	431
6.7. La Cantoniera Dam: Foundation strengthening by anchors .....	437
6.7.1. Introduction .....	437
6.7.2. Geological setting .....	437
6.7.3. Geotechnical in situ tests .....	437
6.7.4. Treatment for improving the strength of the foundation rock ...	439
6.7.5. Lessons learned .....	443
6.8. Theodore Roosevelt Dam: Foundation modification and strengthening .....	449
6.8.1. Introduction .....	449
6.8.2. Foundation investigation .....	449
6.8.3. Foundation design .....	453
6.8.4. Construction .....	455
6.9. Ridracoli Dam: Excavation strengthening by rock anchors .....	459
6.9.1. General characteristics .....	459
6.9.2. Geological conditions .....	459
6.9.3. Foundation construction .....	461
6.9.4. Foundation performance .....	463
6.9.5. Lessons learned .....	463
6.10. References .....	469
<b>APPENDIX A : THE TWELVE TASKS OF A GEOLOGICAL-GEOTECHNICAL ENGINEERING INVESTIGATION .....</b>	<b>471</b>

---

## AVANT-PROPOS

---

Les fondations d'un barrage représentent l'élément le plus complexe d'un aménagement hydraulique et c'est aussi l'une des composantes les plus importantes en ce qui a trait à la sécurité de l'ouvrage. Jusqu'à ce jour, aucun Bulletin de la CIGB n'a été entièrement dédié aux problèmes des fondations de barrage, quoique ce sujet ait fait l'objet de questions traitées lors de plusieurs congrès antérieurs. La nécessité d'un Bulletin couvrant les problèmes de fondation a été identifiée par l'ancien Président, Dr Wolfgang Pircher, lors du Congrès de Vienne en 1991 et le Comité a été nommé.

L'objectif principal de ce Bulletin est de décrire la pratique actuelle, c'est-à-dire les méthodes d'investigation géologique et géotechnique des fondations, les techniques de traitement des fondations ainsi que la validation du bon fonctionnement des fondations et du traitement, par auscultation. Le Bulletin se veut un guide pour les propriétaires de barrage, les concepteurs et les entrepreneurs et il s'applique tout aussi bien aux barrages en cours de conception qu'aux ouvrages existants.

Les fondations d'un barrage constituent un sujet de grande envergure et une présentation détaillée des diverses questions n'est pas possible, vue la longueur limitée du Bulletin. Cependant, lorsque plus de détails sont requis, une bibliographie détaillée dirige le lecteur vers la littérature appropriée. Ce Bulletin n'est pas un manuel d'instructions; son message est de souligner les outils et méthodes utilisés de nos jours pour l'ingénierie et l'analyse des fondations, de rendre le lecteur conscient des problèmes et embûches, et de souligner l'importance de la géologie et d'une approche systématique en ce qui a trait aux investigations de géologie appliquée. Aussi, le Bulletin contient des recommandations, mais celles-ci doivent être appliquées avec prudence à la situation en cause. La difficulté de produire un guide pour l'ingénierie des fondations réside dans la grande variabilité des conditions de fondation et des spécifications propres à chaque projet. Il n'y a pas deux projets où les fondations sont identiques. Une recommandation donnée pour un cas peut ne pas s'appliquer à un autre; elle peut même être dommageable.

Les auteurs et réviseurs du Comité qui ont contribué à ce Bulletin sont : R. Peter Brenner (Suisse, Président du Comité), Jerry S. Dodd (États-Unis), Morando Dolcetta (Italie), Paul M. Dupeuble (France), Michel Gavard (Suisse), Daniel M. Gouvenot (France), Kaare Höeg (Norvège), Harald Lauffer (Autriche), Kei Ichikawa (Japon), Guy S. Larocque (Canada), Alberto Marulanda (Colombie), Victor F.B. de Mello (Brésil), Nicolaos J. Moutafis (Grèce), Horst Pöchhacker (Autriche, ancien Président), Josip Rupcic (Croatie), Richard Simard (Canada), Theodor Strobl (Allemagne), Mümtaz Turfan (Turquie), Jesús Yagüe (Espagne), Zhang Youtian (Chine), et les Comités Nationaux de l'Italie, du Japon et des États-Unis. De plus, des non membres, Gregg Scott (États-Unis) et M. Ufuk Ergun (Turquie) ont contribué chacun à l'historique d'un cas. Markus Aufleger (Allemagne) a contribué à l'élaboration du chapitre 4.

---

# FOREWORD

---

The foundation of a dam is the most complex part of a water storage facility, moreover, it is also one of the most important components governing the safety of the structure. Until now, no ICOLD Bulletin has been devoted entirely to the problems of dam foundations, although foundation issues have been the topic of several ICOLD congress questions. The need for a Bulletin covering foundation issues was identified by past President Dr. Wolfgang Pircher during the Vienna Congress in 1991 and the Committee was established.

The main objectives of this Bulletin are to present the state of current practice, i.e. methods of geological and geotechnical foundation investigations, foundation treatment techniques, and the validation of foundation performance and of treatment work by monitoring. The Bulletin is intended as a guide to dam Owners, Designers, and Contractors and is relevant to dams under design as well as those under operation.

The subject of dam foundation is very broad, and an in-depth treatment of the various topics was not possible due to restriction in the length of the Bulletin. A comprehensive bibliography, however, directs the reader to the relevant literature for more detailed studies. This Bulletin is not a manual with ready-made instructions. Its message is to point out the tools and methods available today in dam foundation engineering and analysis, to make the reader aware of problems and pitfalls, and to emphasize the importance of geology and of a systematic approach to engineering geological investigations. Thus, the Bulletin contains recommendations, but these have to be applied with prudence to the prevailing situation. The difficulty in producing a guide to dam foundation engineering lies in the variability of foundation conditions and project specifications. There are hardly any two projects where the foundation conditions are the same. A recommendation given for one case may not be applicable in another; it may even be harmful.

Contributing authors and reviewers of the Committee to this Bulletin were: R. Peter Brenner (Switzerland, Committee Chairman), Jerry S. Dodd (U.S.A.), Morando Dolcetta (Italy), Paul M. Dupeuble (France), Michel Gavard (Switzerland), Daniel M. Gouvenot (France), Kaare Höeg (Norway), Harald Lauffer (Austria), Kei Ichikawa (Japan), Guy S. Larocque (Canada), Alberto Marulanda (Colombia), Victor F.B. de Mello (Brazil), Nicolaos J. Moutafis (Greece), Horst Pöchhacker (Austria, former Chairman), Josip Rupcic (Croatia), Richard Simard (Canada), Theodor Strobl (Germany), Mümtaz Turfan (Turkey), Jesús Yagüe (Spain), Zhang Youtian (China), and the National Committees of Italy, Japan, and the U.S.A. In addition, non-members Gregg Scott (U.S.A) and M.Ufuk Ergun (Turkey) contributed each a case history and Markus Aufleger (Germany) assisted with Chapter 4.

La lourde tâche de la traduction française du Bulletin a été assumée par quelques membres de l'Association Canadienne de la Sécurité des Barrages et du personnel technique du groupe SNC-LAVALIN sous la direction de Richard Simard. Finalement, nous sommes reconnaissants envers Allgemeine Baugesellschaft A. Porr AG de Vienne (Autriche), pour la distribution des nombreux documents aux membres du Comité.

R. PETER BRENNER  
Président, Comité ad hoc sur les fondations de barrage

The onerous task of translating the Bulletin into French was accomplished by a group of members of the Canadian Dam Safety Association and SNC-LAVALIN technical staff, led by Richard Simard. Finally, the support of Allgemeine Baugesellschaft A. Porr AG of Vienna, Austria, in the distribution of the numerous documents to Committee members is gratefully acknowledged.

**R. PETER BRENNER**  
Chairman, Ad hoc Committee on Dam Foundations

---

# 1. INTRODUCTION

---

## 1.1. L'IMPORTANCE DES FONDATIONS D'UN BARRAGE

Les fondations de tout barrage, qu'il soit existant, en construction ou en projet, pour créer une réserve ou pour contrôler les crues, sont une composante structurale critique et requièrent une attention particulière tout au long de son existence. Les fondations ont trois fonctions, celles (i) de fournir la stabilité, (ii) de fournir la rigidité suffisante pour limiter les déformations de façon à maintenir un comportement acceptable sous les charges du barrage et des forces agissantes sur lui, et (iii) de contrôler les infiltrations, à la fois au niveau des débits, par une étanchéité adéquate et principalement, au niveau des sous-pressions et des contraintes d'érosion, par un bon arrangement de filtres et de drains. Si une de ces fonctions n'est que marginalement rencontrée, le comportement du barrage peut être affecté ; à l'extrême le barrage peut devenir non sécuritaire voire subir une rupture. Les conditions de fondations d'un site deviennent un facteur déterminant dans le choix du type de barrage. L'analyse appropriée de ces facteurs fournit la meilleure assurance du succès complet du projet.

Chacun des éléments d'un projet est de base dépendant du terrain qui le supporte. Alors que les éléments de la superstructure sont « fabriqués » et leur qualité est contrôlée selon la conception et les spécifications techniques, les conditions géologiques et géomécaniques des fondations sont « établies », mais toujours inconnues jusqu'à un certain degré et sujettes à des hétérogénéités et des variations entre les points de mesure ponctuelle. Puisqu'il est impossible de définir complètement le domaine géologique, le défi est donc de limiter les incertitudes à un niveau acceptable selon des rapports bénéfices/coûts des investigations additionnelles. Les parcours de rivière sont, géomorphologiquement, le témoignage d'une résistance moindre du roc à l'érosion de l'eau, d'où la coïncidence d'un grand nombre de canyons de rivières avec des failles importantes. Aussi, les particularités topographiques qui rendent intéressants les sites de barrages proposés peuvent être le résultat de phénomènes géologiques déstabilisants tels que les grands glissements. Alors, lorsqu'un réservoir est créé en fermant une vallée par un barrage, cela devient par essence un travail de génie qui défie les processus de la nature.

Les exemples de conditions géologiques difficiles de fondations de barrages, ou celles générant des soucis, englobent les terrains et couches de faible résistance, les joints principaux, les lits rocheux à pendage défavorable, les terrains très fracturés et cisailés, les dépôts alluvionnaires hétérogènes et très perméables, les karsts, les évaporites solubles comme les gypses, les zones de failles, les zones de contraintes inhabituelles (hautes et faibles par rapport aux pressions géostatiques), les séquences volcaniques ou les lahars (coulées de laves), les niveaux phréatiques élevés pendant la construction, les nappes phréatiques anormalement basses qui seront modifiées par le remplissage du réservoir. Les erreurs flagrantes d'évaluation des fondations peuvent résulter en ruptures et les mauvais jugements de moindre importance peuvent mener à des traitements de terrains onéreux et à des mesures remédiatrices, après remplissage, démesurément plus difficiles et coûteuses. Seules des fondations adéquates garantissent ce qui est construit au dessus.



---

# 1. INTRODUCTION

---

## 1.1. SIGNIFICANCE OF THE FOUNDATION FOR A DAM

For any storage or flood control dam under design, construction, or operation, the foundation of the dam is a critical structural component and requires special attention throughout the lifetime of the project. The foundation has a threefold function, namely (i) to provide stability, (ii) to provide sufficient stiffness for limiting deformations within acceptable behavior patterns under the weight of the dam and the forces acting on it, (iii) to provide control of seepage, both in flows, through adequate watertightness, and principally in uplift pressures and erosive stresses, through good filter-drainage details. If one of these functions is satisfied only marginally, the performance of the dam risks impairment, even to the extreme of being unsafe, or suffering failure. The foundation conditions at a site are a determining factor in the selection of the type of dam. Their appropriate assessment provides the best assurance of the overall successful performance of the project.

Every project feature is basically dependent on the supporting ground. Whereas the project's superstructures are “ manufactured ” and quality-controlled to design and construction specifications, the foundation geology and geomechanics are “ given ” but always unknown to some degree, and are subject to heterogeneities and complex patterns between investigated points. Since a full definition of the geologic domain is impossible to achieve, the challenge is to keep the uncertainties within acceptable limits, assessed by benefit/cost ratios of incremental investigations. Geomorphologically, river courses are the expression of paths of least resistance to water erosion in the geologic domain, hence the coincidence of many river canyons with large faults. Also attractive topographic features at proposed dam sites may be the result of destabilizing geologic phenomena, such as large landslides. Therefore, creating a reservoir by damming a valley is by essence an engineering work that challenges natural processes.

Examples of “ difficult ” or troublesome geologic conditions in dam foundations include: low strength ground and seams, master joints, adversely dipping rock beds, highly fractured and sheared ground, heterogeneous and highly permeable alluvial deposits, karsts, soluble evaporites such as gypsum, fault zones, unusual in situ stresses (i.e. high or low with respect to geostatic), volcanic sequences and lahars (volcanic mudflows), high groundwater tables during construction, and unusually low natural groundwater tables to be changed by the impoundment. Gross errors of foundation assessment can lead to failures, and lesser misjudgements at the least, to expensive ground treatments and immeasurably more difficult and costly remedial measures after impoundment. An adequate foundation insures for everything built on it.

Aujourd'hui, il est de pratique courante de construire les grands barrages avec des exigences rigoureuses. Il est tout à fait possible d'aménager presque tous les sites avec les technologies actuelles de construction. Récemment, beaucoup de barrages avec des conditions de fondations difficiles ont été réalisés avec succès. Les conditions difficiles d'un site se reflètent sur les quantités de traitements nécessaires des fondations et, par ce fait même, dans les coûts de construction. En pratique, toutes les fondations de barrage nécessitent des traitements pour améliorer le comportement du terrain. Des projets peuvent devenir non rentables à cause des coûts élevés générés par les traitements des fondations difficiles. À ce titre, il est de la plus grande importance d'acquérir une connaissance suffisante des fondations d'un projet de barrage pour être capable de fournir une évaluation réaliste des coûts de traitement. Il existe un nombre important d'exemples de projets où les conditions des fondations n'étaient pas suffisamment bien connues et dont les coûts de traitement ont dépassé largement les évaluations originales. Dans certaines occasions les interventions ont continué après la mise en service du barrage, (ex. le barrage Lar, Iran). Il y a même des cas où le barrage a été abandonné puisqu'il n'était pas possible de procéder à des corrections efficaces des conditions de fondation.

Les objectifs du présent bulletin sont de décrire les aspects techniques de l'ingénierie des fondations de barrage. Ce bulletin présente un processus d'investigation des fondations de barrage pour que l'importance d'une évaluation complète des fondations puisse être expliquée de façon rationnelle et convaincante, aux agences de financement, aux concepteurs et aux constructeurs. Les chapitres 2 à 5 introduisent le lecteur au processus de sélection du type de barrage et des différentes méthodes pour analyser les fondations d'un barrage, pour investiguer et mesurer les caractéristiques des fondations, pour les améliorer ou les traiter et pour surveiller leur performance. Le chapitre 6 conclut le bulletin en illustrant, par des cas choisis, les sujets traités.

## **1.2. L'IMPORTANCE DES INVESTIGATIONS DES FONDATIONS DE BARRAGE**

La géologie est l'essence de la reconnaissance et de la caractérisation des fondations. La majorité des conditions géologiques locales d'un site non cachées, à l'exception de celles apparaissant en surface. En ce sens, un site peu ou pas investigué présente un lot considérable d'incertitudes, quant aux activités de construction et aux chargements à venir. Les conditions géologiques souterraines peuvent être explorées par une grande variété de méthodes géologiques et avec des outils géophysiques et géomécaniques. La cartographie de surface, les sondages avec récupération et les galeries d'exploration sont les plus fréquemment utilisés à cet égard.

Un programme d'investigations bien conçu diminue les incertitudes quant aux caractéristiques géologiques d'un site. Cela mène aussi à choisir les types de barrage et de traitement de ses fondations à la fois les plus appropriés et les plus économiques. Le programme d'investigations doit être proportionné à la complexité de la géologie des fondations. Des investigations bien élaborées éliminent d'une

The construction of high dams with stringent requirements is commonplace today. With current construction technology, it is possible to make use of almost any site. In recent years several dams with difficult foundation problems have been built successfully. The difficulty of a site will be reflected in the amount of necessary foundation treatment and thus in the construction cost. In practice, all foundations for dams require some treatment to improve ground behavior. With difficult foundations, costs for treatment may be so high that the project may become uneconomical. It is therefore of utmost importance to acquire sufficient knowledge on the foundation of a proposed dam to be able to give a realistic estimate of treatment costs. There are numerous examples of projects where the foundation conditions were not sufficiently known, and the treatment costs greatly exceeded the original budget. Sometimes treatment was continued after commissioning of the dam (e.g. Lar dam, Iran). There are even cases where the dam was abandoned because the foundation conditions could not be corrected efficiently.

The purpose of this Bulletin is to describe the technical aspects of dam foundation engineering. The Bulletin presents a procedure for dam foundation engineering investigations so that the importance of comprehensive dam foundation evaluation can be explained rationally and convincingly to owners, financial agencies, designers, and contractors. Chapters 2 to 5 introduce the reader to the ways to select the type of dam and to the available methods to analyze a dam foundation, to investigate and measure its characteristics, to improve or treat it, and to monitor its performance. Chapter 6, with selected case histories which illustrate the topics treated, concludes the Bulletin.

## **1.2. IMPORTANCE OF DAM FOUNDATION ENGINEERING INVESTIGATIONS**

Geology is fundamental to foundation reconnaissance and characterization. Most of the geological conditions at a given site are hidden, except for those on the ground surface. Therefore, an unexplored or poorly explored site can present considerable uncertainties in its response to construction activities and future loadings. The subsurface geologic conditions can be explored by a great variety of geological methods, and geomechanical and geophysical tools. Surface mapping, borehole coring, and exploratory adits are the most frequent activities.

A well designed site investigation program diminishes uncertainties about the characteristics of the site geology. It also leads to the selection of the most suitable and economic dam type and foundation treatment. The investigation program must be commensurate with the complexity of the foundation geology. With comprehensive investigations, surprises during construction are largely eliminated,

façon importante les surprises durant la construction et aussi y atténue les probabilités de dépassements de coûts et de délais. Ainsi un propriétaire est incité fortement à accorder suffisamment d'argent et de temps pour les investigations des fondations d'un barrage depuis les études de faisabilité jusqu'à la construction.

Un niveau suffisant de sécurité, tout comme une performance suffisante, doivent être maintenus durant toutes les phases d'investigation, de conception et de construction sur un site. À cet égard, les décisions initiales lors de la conception (lesquelles sont appuyées sur des informations moins complètes) seront normalement plus conservatrices, impliquant donc des coûts plus élevés. Au fur et à mesure que la connaissance du site augmente, une réduction des coûts initialement estimés se réalise souvent. En ce sens, l'augmentation des dépenses d'investigation permet une réduction des coûts.

Un programme élaboré d'investigation de site dans le cas de fondations difficiles peut demander une période suffisamment longue parce que certaines activités, comme les investigations hydro-géologiques, doivent couvrir au moins une saison ou un cycle annuel complet afin d'obtenir suffisamment de données pour permettre une interprétation significative. Dans la pratique courante, les principales investigations géologiques du site à utiliser pour la conception sont essentiellement complètes à la fin de l'étape de conception finale, c. à d. lorsque sont émis les documents d'appel d'offres (les exigences techniques de construction).

Exceptionnellement des contrats par étapes sont utilisés lorsque certaines informations géologiques critiques pour la conception finale sont obtenues à partir des travaux d'excavation ; dans ce cas, des étapes d'excavation des fondations sont formulées. De plus, des vérifications des hypothèses de conception faites à partir des investigations primaires sont cruciales et doivent faire partie intégrante du programme d'investigation du site. Ces vérifications se poursuivent aux phases de construction et d'exploitation (c. à d. par la cartographie géologique des excavations des fondations, des injections et des galeries de drainage).

### **1.3. L'APPROCHE SYSTÉMATIQUE EN INVESTIGATION DES FONDATIONS**

La dimension du terrain à prendre en compte pour les fondations d'un barrage doit être en proportion de celle du barrage. L'ingénierie des fondations d'un barrage concerne, (i) les prédictions (ou les explications) du comportement du terrain lorsqu'il réagira sous les effets du barrage et de l'eau de remplissage et (ii) les améliorations au terrain, si cela est nécessaire. L'ingénieur responsable des fondations aménagera le terrain de façon à fournir une stabilité, rigidité et étanchéité des sous-sols en utilisant les prédictions appropriées de comportement et les techniques de consolidation de terrain.

Afin de classer systématiquement les éléments géologiques problématiques, les investigations des fondations d'un barrage exigent une liste de toutes les considérations géologiques pour ce site. Une considération géologique correspond à n'importe quel aspect qui est relié à la géologie. Chaque considération géologique

and the probability of cost overruns and delays during construction is mitigated. An owner therefore has a strong incentive to provide sufficient funds and time for dam foundation investigation programs from feasibility studies to construction.

Throughout the process of site investigation, design, and construction an adequate level of safety, as well as satisfactory performance must be preserved. Therefore, initial design decisions (which are based on less complete information) will usually be more conservative thus implying higher costs. With increased knowledge about the site, a decrease in the initially estimated cost is often possible. In this way increased expenditures in site investigation become cost effective.

A comprehensive site investigation program in the case of a difficult foundation may also require a sufficiently long time period because certain activities, such as hydrogeological investigations, have to extend at least over one season or annual cycle to produce data for a meaningful interpretation.

In the usual practice, the principal engineering geologic site investigation for design is essentially completed by the close of the final design stage, i.e. upon issuance of the tender documents (construction specifications). An exception is when a staged construction contract is used, and the foundation excavation stage is intentionally meant to supply critical geologic information for basic design. In addition, verification of the design assumptions made on the basis of the principal investigation is crucial and must constitute an integral part of the site investigation program. This verification is pursued during the construction and operation phases of the project (e.g. through geological mapping of foundation excavations, grouting and drainage galleries).

### **1.3. SYSTEMATIC APPROACH TO DAM FOUNDATION ENGINEERING INVESTIGATIONS**

The foundation of a dam must be studied as a body of ground that has dimensions commensurate with those of the dam. Dam foundation engineering is concerned (i) with predicting (or explaining) the behavior of this ground when it interacts with the dam and impounded water and (ii) with improving the behavior of the body of ground if this is necessary. By means of proper behavioral predictions and ground improvement techniques, the dam foundation engineer develops a foundation that provides the required stability, stiffness, and subsurface watertightness.

To categorize systematically geologic issues effecting a dam foundation investigation requires the listing of all the geologic considerations for that dam site. A geologic consideration is defined as any issue that is related to geology. Each pertinent geologic consideration is evaluated as appropriate during the planning,

pertinente est évaluée d'une façon appropriée durant les phases de planification, de conception et de construction d'un barrage. Les considérations géologiques ne dépendent pas de la géologie du site et peuvent être énumérées sans connaissance explicite des conditions géologiques du site. Les considérations géologiques pour un barrage et ses fondations sont présentées au tableau 1.1. D'autre part, les implications géologiques sont reliées à la géologie du site (voir le chapitre 2 pour plus de détails).

Tableau 1.1.

*Les considérations géologiques pour un barrage et ses fondations*

<b>CONSIDÉRATIONS GÉOLOGIQUES GÉNÉRALES</b>			
<p><i>Risques géologiques naturels</i></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Tectonique               <ul style="list-style-type: none"> <li>– Tremblements de terre et failles</li> <li>– Volcans et phénomènes associés</li> <li>– Déformation de l'écorce terrestre</li> </ul> </li> <li>• De surface               <ul style="list-style-type: none"> <li>– Rupture de terrain: glissements de terrain et érosion ; sol expansif et compressible ; affaissement naturel, effondrement</li> <li>– Érosion et sédimentation</li> <li>– Glaciers</li> </ul> </li> </ul>	<p><i>Processus d'altération superficiels</i></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Recomposition (chimique et biochimique)</li> <li>• Déformation/état de contraintes</li> <li>• Érosion souterraine (chimique et mécanique)</li> <li>• Dépôts souterrains</li> <li>• Mouillage/séchage (eau capillaire)</li> <li>• Activités biologiques</li> <li>• Activités humaines</li> </ul>		
<b>CONSIDÉRATIONS GÉOLOGIQUES SPÉCIFIQUES</b>			
<p><i>Considérations de base</i></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Sécurité contre la déstabilisation</li> <li>• Déformations des fondations</li> <li>• Hydraulique souterraine (débit et sous-pressions) dans la fondation</li> </ul> <p><i>Considérations de construction</i></p> <table style="width: 100%; border: none;"> <tr> <td style="vertical-align: top; width: 50%;"> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Conditions (difficultés) d'excavation               <ul style="list-style-type: none"> <li>– Excavation à ciel ouvert et coupes</li> <li>– Tranchées</li> <li>– Galeries</li> </ul> </li> <li>• Conditions (difficultés) de forage               <ul style="list-style-type: none"> <li>– Trou de forage</li> </ul> </li> <li>• Stabilité               <ul style="list-style-type: none"> <li>– Coupes inclinées</li> <li>– Galeries</li> <li>– Trous de forage et murs de tranchées</li> <li>– Ancrages</li> </ul> </li> </ul> </td> <td style="vertical-align: top; width: 50%;"> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Pénétrabilité               <ul style="list-style-type: none"> <li>– Pieux</li> <li>– Puits</li> </ul> </li> <li>• Injectabilité               <ul style="list-style-type: none"> <li>– Coulis</li> </ul> </li> <li>• Assèchement               <ul style="list-style-type: none"> <li>– Fluides</li> </ul> </li> <li>• Maniabilité des matériaux               <ul style="list-style-type: none"> <li>– Matériaux meubles</li> <li>– Densification</li> <li>– Traitements chimiques</li> <li>– Traitements thermiques</li> </ul> </li> </ul> </td> </tr> </table>		<ul style="list-style-type: none"> <li>• Conditions (difficultés) d'excavation               <ul style="list-style-type: none"> <li>– Excavation à ciel ouvert et coupes</li> <li>– Tranchées</li> <li>– Galeries</li> </ul> </li> <li>• Conditions (difficultés) de forage               <ul style="list-style-type: none"> <li>– Trou de forage</li> </ul> </li> <li>• Stabilité               <ul style="list-style-type: none"> <li>– Coupes inclinées</li> <li>– Galeries</li> <li>– Trous de forage et murs de tranchées</li> <li>– Ancrages</li> </ul> </li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Pénétrabilité               <ul style="list-style-type: none"> <li>– Pieux</li> <li>– Puits</li> </ul> </li> <li>• Injectabilité               <ul style="list-style-type: none"> <li>– Coulis</li> </ul> </li> <li>• Assèchement               <ul style="list-style-type: none"> <li>– Fluides</li> </ul> </li> <li>• Maniabilité des matériaux               <ul style="list-style-type: none"> <li>– Matériaux meubles</li> <li>– Densification</li> <li>– Traitements chimiques</li> <li>– Traitements thermiques</li> </ul> </li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Conditions (difficultés) d'excavation               <ul style="list-style-type: none"> <li>– Excavation à ciel ouvert et coupes</li> <li>– Tranchées</li> <li>– Galeries</li> </ul> </li> <li>• Conditions (difficultés) de forage               <ul style="list-style-type: none"> <li>– Trou de forage</li> </ul> </li> <li>• Stabilité               <ul style="list-style-type: none"> <li>– Coupes inclinées</li> <li>– Galeries</li> <li>– Trous de forage et murs de tranchées</li> <li>– Ancrages</li> </ul> </li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Pénétrabilité               <ul style="list-style-type: none"> <li>– Pieux</li> <li>– Puits</li> </ul> </li> <li>• Injectabilité               <ul style="list-style-type: none"> <li>– Coulis</li> </ul> </li> <li>• Assèchement               <ul style="list-style-type: none"> <li>– Fluides</li> </ul> </li> <li>• Maniabilité des matériaux               <ul style="list-style-type: none"> <li>– Matériaux meubles</li> <li>– Densification</li> <li>– Traitements chimiques</li> <li>– Traitements thermiques</li> </ul> </li> </ul>		

designing, and constructing phases of a dam. Geologic considerations do not depend upon the site geology and can be listed without explicit knowledge of the geologic conditions in the foundation. Geologic considerations for a dam and its foundation are listed in Table 1.1. On the other hand, geologic concerns do relate to the site geology (see Chapter 2 for more details).

Table 1.1.  
Geologic considerations for a dam and its foundation

<b>GENERAL GEOLOGIC CONSIDERATIONS</b>			
<p><i>Natural Geologic Hazards</i></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Tectonic               <ul style="list-style-type: none"> <li>– Earthquake and faulting</li> <li>– Volcanoes and associated phenomena</li> <li>– Crustal deformation</li> </ul> </li> <li>• Surficial               <ul style="list-style-type: none"> <li>– Ground failures: landslides and mass wasting; expansive and collapsible earth; natural ground subsidence and caving</li> <li>– Erosion and sedimentation</li> <li>– Glaciers</li> </ul> </li> </ul>	<p><i>Shallow Alteration Processes</i></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Recomposition (chemical and biochemical)</li> <li>• Deformation/straining</li> <li>• Subsurface erosion (mechanical and chemical)</li> <li>• Subsurface deposition</li> <li>• Wetting/drying (hygroscopic water)</li> <li>• Biotic activity</li> <li>• Human activity</li> </ul>		
<b>SPECIFIC GEOLOGIC CONSIDERATIONS</b>			
<p><i>Basic Considerations</i></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Safety against destabilizations</li> <li>• Deformation of the foundation</li> <li>• Subsurface hydraulics (flow quantities and water pressures) within the foundation</li> </ul> <p><i>Construction Considerations</i></p> <table style="width: 100%; border: none;"> <tr> <td style="vertical-align: top; width: 50%;"> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Excavatability               <ul style="list-style-type: none"> <li>– Open pits and cuts</li> <li>– Trenches</li> <li>– Tunnels</li> </ul> </li> <li>• Drillability               <ul style="list-style-type: none"> <li>– Boreholes</li> </ul> </li> <li>• Stability               <ul style="list-style-type: none"> <li>– Cut slopes</li> <li>– Tunnels</li> <li>– Borehole and trench walls</li> <li>– Anchorages</li> </ul> </li> </ul> </td> <td style="vertical-align: top; width: 50%;"> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Penetrability               <ul style="list-style-type: none"> <li>– Piles</li> <li>– Well points</li> </ul> </li> <li>• Injectability               <ul style="list-style-type: none"> <li>– Grout</li> </ul> </li> <li>• Dewatering               <ul style="list-style-type: none"> <li>– Fluids</li> </ul> </li> <li>• Material Workability               <ul style="list-style-type: none"> <li>– Earth materials</li> <li>– Densification</li> <li>– Chemical treatment</li> <li>– Thermal treatment</li> </ul> </li> </ul> </td> </tr> </table>		<ul style="list-style-type: none"> <li>• Excavatability               <ul style="list-style-type: none"> <li>– Open pits and cuts</li> <li>– Trenches</li> <li>– Tunnels</li> </ul> </li> <li>• Drillability               <ul style="list-style-type: none"> <li>– Boreholes</li> </ul> </li> <li>• Stability               <ul style="list-style-type: none"> <li>– Cut slopes</li> <li>– Tunnels</li> <li>– Borehole and trench walls</li> <li>– Anchorages</li> </ul> </li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Penetrability               <ul style="list-style-type: none"> <li>– Piles</li> <li>– Well points</li> </ul> </li> <li>• Injectability               <ul style="list-style-type: none"> <li>– Grout</li> </ul> </li> <li>• Dewatering               <ul style="list-style-type: none"> <li>– Fluids</li> </ul> </li> <li>• Material Workability               <ul style="list-style-type: none"> <li>– Earth materials</li> <li>– Densification</li> <li>– Chemical treatment</li> <li>– Thermal treatment</li> </ul> </li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Excavatability               <ul style="list-style-type: none"> <li>– Open pits and cuts</li> <li>– Trenches</li> <li>– Tunnels</li> </ul> </li> <li>• Drillability               <ul style="list-style-type: none"> <li>– Boreholes</li> </ul> </li> <li>• Stability               <ul style="list-style-type: none"> <li>– Cut slopes</li> <li>– Tunnels</li> <li>– Borehole and trench walls</li> <li>– Anchorages</li> </ul> </li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Penetrability               <ul style="list-style-type: none"> <li>– Piles</li> <li>– Well points</li> </ul> </li> <li>• Injectability               <ul style="list-style-type: none"> <li>– Grout</li> </ul> </li> <li>• Dewatering               <ul style="list-style-type: none"> <li>– Fluids</li> </ul> </li> <li>• Material Workability               <ul style="list-style-type: none"> <li>– Earth materials</li> <li>– Densification</li> <li>– Chemical treatment</li> <li>– Thermal treatment</li> </ul> </li> </ul>		

Les investigations géologiques des fondations d'un barrage peuvent être réparties en un nombre de tâches, lesquelles doivent être réalisées de façon satisfaisante pour assurer le succès. La méthodologie qui suit distingue douze tâches qui sont montrées dans l'organigramme de la figure 1.1 et sont brièvement décrites à la table 1.2. Une discussion plus complète apparaît à l'Appendice A. Ces tâches forment la structure des sujets traités dans ce Bulletin. Chacune de ces tâches représente une activité majeure et leur séquence aide à agencer et organiser le processus des investigations.

L'organigramme s'applique à tous les niveaux d'investigation, c. à d. du début des études préliminaires jusqu'à la conception finale et la construction. Ce qui varie, ce sont les données disponibles, le raffinement et le nombre des hypothèses utilisées à chaque tâche et l'attention portée aux considérations géologiques qui ne s'appliquent pas directement à la viabilité ou qui n'ajoutent pas de coûts significatifs aux projets (ces problèmes ne sont pas réellement d'intérêt dans les étapes préliminaires d'investigation). Les prédictions de comportement quant aux considérations critiques pour la conception finale, incluant les trois catégories de considérations de base (voir le tableau 1.1) sont établies avec le plus grand soin et comprennent les résultats provenant de l'application des modèles mathématiques (lorsque applicable).

Les informations de base pour ces douze tâches peuvent être obtenues des différentes sections des chapitres du présent bulletin, qui fait état des pratiques courantes. Ainsi le chapitre 2 contient les tâches 1, 7 et 8. Le chapitre 3 discute des sujets correspondant aux tâches 3, 4, 5, 6 et 12. L'objet du chapitre 4 fait référence aux tâches 9 et 10, alors que le chapitre 5 concerne directement la tâche 11.

Ces douze tâches doivent être comprises comme représentant une méthodologie pour réaliser de façon systématique les travaux d'investigation d'un site. Elles font donc partie du processus de conception et, à une étape ultérieure, des travaux de construction.

#### **1.4. LA GESTION DES INVESTIGATIONS D'UN BARRAGE**

La responsabilité des investigations des fondations d'un barrage est confiée à une personne formée en génie géotechnique et géologique qui relève de l'administrateur du projet ou de l'ingénieur résident responsable. Cette personne travaille de concert avec un géologue expérimenté qui verra à approfondir la géologie pour les analyses d'ingénierie qui doivent être effectuées à l'intérieur des tâches d'investigation.

Suite à l'identification des tâches d'investigation du barrage, les responsabilités et les autorités peuvent être assignées sur la base des structures organisationnelles retenues du projet et des ressources disponibles (personnes et fonds). De plus, le traitement de chaque considération identifiée pour les fondations d'un barrage peut être géré et revu comme un objectif spécifique du programme à l'intérieur de l'envergure des investigations. Parce que cette envergure est mieux définie d'abord par l'identification des considérations géologiques et en fournissant les exigences pour les gérer, l'agencement des travaux et les estimés de coûts deviennent plus réalistes avec moins d'incertitudes.



An engineering geological investigation for a dam foundation can be arranged into a number of tasks, which must be completed satisfactorily to achieve success. The following methodology distinguishes twelve tasks. These twelve tasks are shown in the flow chart of Fig. 1.1, and are briefly described in Table 1.2. A more complete discussion appears in Appendix A. The tasks form the framework of the topics treated in this Bulletin. Each task represents a major activity and their sequence helps to streamline and organize the investigation process.

The flow chart is applicable to all levels of investigation, i.e. from reconnaissance to final design and construction. What varies are the available data, the refinements and the number of assumptions applied to each task, and the attention paid to the geologic considerations that do not bear directly upon the viability or add significant costs to the project (these issues are not of real interest in the early stages of investigation). For final design behavior predictions of critical considerations, including all three basic considerations (see Table 1.1), the predictions are performed with the greatest of care and include the results from mathematical models (where applicable).

Input information for these twelve tasks can be obtained from various sections in the following chapters of the Bulletin which presents the current state of practice. Thus, the content of Chapter 2 relates to Tasks 1, 7, and 8. Chapter 3 deals with topics relevant to Tasks 3, 4, 5, 6, and 12. The theme of Chapter 4 can be referred to Tasks 9 and 10, and Chapter 5 is directly concerned with Task 11.

The twelve tasks are to be understood as a methodology for systematic site investigation work. They are thus part of the design process, and at a later stage also part of the construction work.

#### **1.4. MANAGING DAM FOUNDATION ENGINEERING INVESTIGATIONS**

The responsibility for a dam foundation investigation is best assigned to a person trained in geotechnical engineering and engineering geology who reports to the project manager or the chief resident engineer. This person works in concert with an experienced geologist who will develop the geology for engineering analysis in many of the investigation tasks.

Once the tasks of a dam foundation engineering investigation have been identified, responsibilities and authorities to accomplish the various tasks can be assigned on the basis of the prevailing organizational structure of the project and the available resources (staff, funds). Also, the treatment of each geologic consideration identified for a particular dam foundation can be managed and reviewed as a specific program objective within the overall scope of the investigation. Because the latter is more rationally defined by first identifying the geologic considerations and by providing a prescription to address them, the work schedule and cost estimate become more realistic with fewer uncertainties.

Pour bien assurer que les fonds disponibles pour les investigations sont utilisés avec discernement, toutes les tâches, en particulier les plus coûteuses, doivent être suivies de près. Cela concerne la collecte des nouvelles données, la prédiction réaliste des risques géologiques naturels, comme les séismes et les glissements de terrain, la prédiction des performances générées par les modèles mathématiques et, pour les sites à géologie complexe, la définition détaillée du terrain.

La présentation rationnelle devant les propriétaires, les comités d'experts, et les agences de financement, de toutes les considérations géologiques, ainsi qu'une description du travail requis pour réaliser les différentes tâches d'une façon professionnelle est impérative, parce qu'elle permet de fournir un décompte détaillé de l'ensemble des investigations des fondations du barrage ainsi que les fonds requis et le calendrier d'exécution. Les propriétaires et les investisseurs doivent être pleinement conscients des risques en cause dans l'éventualité de fonds et de temps insuffisants pour les investigations des fondations d'un barrage. Les conséquences associées à ces risques, notamment les dépassements de coûts et les retards à la fin des travaux, vont réduire les revenus en fin de course. Ce risque associé à ces pertes doit être bien réparti entre les contractants.

Le coût des investigations géologiques des fondations d'un barrage peut être estimé à environ 1 % du coût du barrage ; toutefois pour des sites géologiquement peu complexes et pour les petits barrages, 1/2 % peut être suffisant. À l'opposé, pour des sites à géologie complexe (c. à d. fondation difficile) et pour les grands projets, environ 2 % devraient être alloués. Dans la pratique actuelle, des coûts inférieurs et supérieurs sont connus. Les coûts des études spéciales pour les risques géologiques naturels sont en surplus, c. à d. les études des risques sismiques et des grands glissements de terrain.

In order to ensure that the funds available for the investigation are spent wisely, all tasks, particularly the more costly ones, must be monitored closely. These comprise the collection of new data, the realistic prediction of natural geologic hazards, such as earthquakes and landslides, the performance prediction by mathematical modelling and, for geologically complex sites, the detailed characterization of the ground body.

The rational presentation before owners, board of experts, and financing organizations of all the geologic considerations and an explanation of the work involved to perform the various tasks in a professional manner is imperative because it provides a detailed accounting of the scope of the dam foundation investigation and of the required funds and time frame. Owners and investors must be made fully aware of the risks involved with inadequate funds and time for dam foundation investigations. The effects of these risks, namely cost overruns and delays in project completion, will cause shortfalls in revenue. The risk for such losses must be shared properly by the contracting parties.

The cost of engineering geologic investigations for a dam foundation can be estimated initially at about one percent of the cost of the dam. However, for simple geologic sites and smaller dams, one-half to one percent may be sufficient, whereas for geologically more complex sites (i.e. difficult foundations) and larger projects about two percent should be allocated. Smaller and larger percentage figures are known from actual practice. The cost of special geologic natural hazard studies are extra, e.g. earthquake risk and large landslide studies.

Tableau 1.2.

*Sommaire des douze tâches requises pour les investigations géologiques d'un barrage*

<b>TÂCHE</b>	<b>DESCRIPTION DES TÂCHES</b>
1	Définition spatiale du bloc de terrain qui sera affecté par le barrage. Ce bloc pourra par la suite être subdivisé dans l'optique des travaux d'amélioration du terrain.
2	Établissement d'une terminologie géologique précise en vue de prévenir de mauvaises interprétations qui peuvent mener à des complications de conception et à des réclamations durant la construction.
3	Recueil des données géologiques existantes de source publiées ou non (rapport, cartes, etc.) se rapportant au site considéré et aussi les données géologiques générales pertinentes. S'il y a peu ou pas d'informations géologiques disponibles, des relevés géologiques préliminaires sont réalisés. Par la suite, les besoins en informations additionnelles d'investigations sont référés à la présente tâche.
4	Caractérisation du bloc de terrain défini à la tâche 1. Ceci comprend la description des matériaux solides (dépôts superficiels, socle rocheux), des eaux de surface et souterraines, de la structure géologique et des zones superficielles d'altération. De plus, les propriétés géomécaniques des matériaux et les systèmes environnementaux (contrainte in situ, température, etc.) nécessaires doivent être définis pour les prédictions de réponses du terrain.
5	Identification de toutes les considérations géologiques spécifiques et leurs impacts géologiques (voir aussi le chapitre 3) relativement aux fondations du barrage. Cette décomposition est cruciale pour prédire et expliquer correctement tous les comportements du terrain sous l'influence du barrage pour fins de conception. Les considérations géologiques spécifiques pour les fondations d'un barrage sont la stabilité, la déformabilité et l'hydraulique des fondations. Cette tâche s'applique aussi à toute activité spécifique d'amélioration des fondations, parce que chaque activité possède ses propres séries de considérations géologiques, appelées considérations spécifiques de construction (voir tableau 1.1), qui sont analysées en fonction du comportement correspondant du terrain.
6	Identification des considérations géologiques générales et des préoccupations qu'elles induisent. Ces considérations comprennent les risques géologiques naturels, les processus d'altération superficielle, les processus biologiques, les activités humaines et l'altération chimique des matériaux, c. à d. l'attaque des sulfates, le lessivage des ciments, le pourrissement et la corrosion par les agents géologiques. Ensemble, ces considérations représentent le processus de vieillissement des fondations. Cette tâche prédit l'impact de ces phénomènes sur les considérations géologiques spécifiques et comment ils affectent le bloc de terrain sous étude.

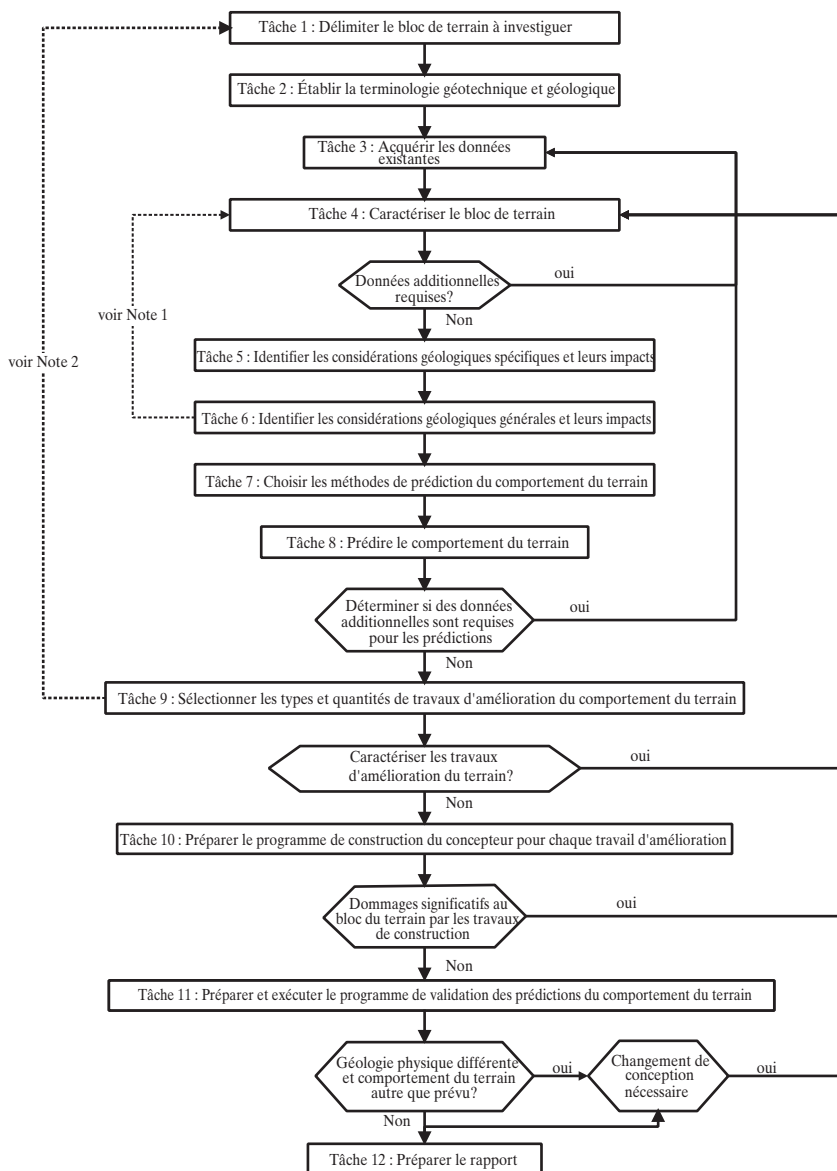
Table 1.2.

Summary of the twelve tasks required for a dam foundation investigation

<b>TASK No.</b>	<b>DESCRIPTION OF TASK</b>
1	Definition of the body of ground that will be affected by the dam. Within this body further subdivisions can be made for the purpose of ground improvement works
2	Establishment of a clear terminology for engineering geological terms and concepts in order to prevent misinterpretation which may lead to design complications and claims during construction
3	Collection of existing geological data from published and unpublished sources (reports, maps, etc.) pertaining to the site under consideration, and also relevant general geological data. If there is little or no available geologic information, preliminary geologic surveys are performed. Later in the investigation new data needs are fed back to this task.
4	Characterization of the ground body defined in Task 1. This includes the description of the solid material (surficial deposits, bedrock), the surface and subsurface waters, the geologic structure, and the shallow alteration zones. In addition, the engineering properties and the environmental systems quantities (in situ stresses, temperature, etc.) necessary for predicting ground response are presented.
5	Identification of all of the specific geologic considerations and their geologic concerns (see also Chapter 3) relating to the dam foundation. This breakdown is crucial to the proper prediction and explanation of all behaviour of the ground for engineering purposes under the influence of the dam. For a dam foundation the basic specific geologic considerations are stability, deformability, and foundation hydraulics. This task also applies to any specified ground improvement activity, because each activity has its own set of specific geologic considerations, called construction specific considerations (see Table 1.1), that are analyzed for relevant ground behavior.
6	Identification of the general geologic considerations and concerns. These involve natural geologic hazards, shallow alteration processes, biological processes and human activities and chemical alteration of engineering materials, e.g., sulphate attack, cement leaching, rotting and corrosion by geological agents. Collectively, these considerations represent the processes of foundation ageing. The impact of these phenomena upon the specific geologic considerations and how they affect ground body response are predicted.

7	<p>Choix des méthodes de prédiction du comportement du terrain pour chaque considération géologique, ceci sous les charges et les conditions anticipées. Les méthodes disponibles sont : (i) l'observation des modèles physiques, des prototypes et des conditions de terrain, (ii) la déduction (jugement) à partir des connaissances existantes et de l'expérience passée, (iii) la modélisation mathématique et (iv) une combinaison de ces premières. Toutes les méthodes peuvent être utilisées avec succès, mais elles exigent une expérience solide en (SCARCH) pensée analytique et en pratique du génie, en plus d'une bonne connaissance d'expériences passées.</p>
8	<p>Prédiction du comportement du terrain en utilisant les méthodes choisies et les données disponibles. Dans le cas où des incertitudes demeurerait à cause de données insuffisantes ou incertaines, la tâche 3 doit être réactivée pour obtenir des données additionnelles. Cela est répété jusqu'au moment où le niveau de confiance requis est atteint. Les prédictions sont alors comparées avec des expériences passées.</p>
9	<p>Décision concernant la nécessité et la définition des travaux d'amélioration du terrain, le tout basé sur les résultats des comportements prédits des fondations du barrage. Il existe un vaste choix de méthodes d'amélioration du terrain allant de l'enlèvement simple du matériel indésirable jusqu'à des techniques sophistiquées de stabilisation et de consolidation, pour créer des barrières aux écoulements. Chaque activité d'amélioration de terrain concerne un bloc particulier (zone d'influence) qui est toutefois inclus dans le bloc de terrain défini dans la tâche 1. Des prédictions révisées du comportement du terrain sont alors effectuées afin de caractériser le terrain tel qu'il sera après avoir effectué les travaux d'amélioration.</p>
10	<p>Préparation d'un programme préliminaire de construction pour les différents travaux d'amélioration, tel que le drainage et l'assèchement, l'injection, les sautages et l'excavation, la stabilisation du rocher et les travaux de consolidation. Ces programmes écrits rendent le concepteur conscient des exigences de construction et aideront les responsables de la préparation des contrats de construction (exigences) et les administrateurs de contrats à mieux apprécier les conditions de terrain anticipées. Des discussions conjointes, basées sur ces programmes, aideront l'entrepreneur à mieux apprécier les conditions anticipées du terrain et les travaux d'amélioration, de sorte qu'il pourra évaluer des programmes modifiés ou alternatifs à sa convenance.</p>
11	<p>Préparation puis exécution d'un programme de validation de : la caractérisation du terrain (tâche 4), et des prédictions du comportement (tâche 8). La validation peut être faite par l'observation visuelle ou par métrologie (auscultation par instrumentation). Certaines prédictions peuvent ne pas nécessiter de validation si elles ont un degré élevé de certitude ou bien si elles ne sont pas critiques dans la progression des travaux, dans la performance du barrage ou pour la modification éventuelle de la conception.</p>
12	<p>Préparation d'une documentation complète des investigations géologiques. Les rapports, dont la plupart sont préparés pendant l'exécution des investigations, doivent être très détaillés et devraient aussi faire mention de toutes les questions considérées, même celles jugées moins significatives.</p>

7	<p>Making decisions as how to predict ground behaviour for each of the geologic considerations with their anticipated loadings and conditions. Methods available are: (i) observation of physical models, prototypes, and field conditions, (ii) inference (judgement) from existing knowledge and past experience, (iii) mathematical modelling, and (iv) a combination of these. All methods can be used successfully, but require a sound background in both analytical thinking and engineering practice in addition to a good knowledge of past experience.</p>
8	<p>Prediction of ground behaviour using the selected prediction method and the available data. If there remain uncertainties, because of insufficient or questionable data, Task 3 is reactivated to supply additional data. This is repeated until the required level of confidence in the prediction has been reached. Predictions are then compared with past experiences.</p>
9	<p>Specification of the necessity and the type of ground improvement work, depending on the outcome of the predicted behaviour of the dam foundation. There is a wide spectrum of improvement methods reaching from simple removal of unwanted material to sophisticated stabilization and strengthening techniques to elaborate seepage cutoffs. Each ground improvement activity has its own body of ground (zone of influence) which is, however, within the primary body of ground as defined in Task 1. Revised predictions of ground behaviour are now required with the ground improvement work incorporated into the ground characterization.</p>
10	<p>Preparation of tentative construction programs for various improvement works, such as drainage and dewatering, grouting, blasting and excavation, and rock stabilization and consolidation work. These written programs will make the designer aware of construction requirements and will help the preparers of the construction contract (specifications) and contract administrators to appreciate better the anticipated ground conditions. Joint discussions based on these programs will help the contractor to appreciate better the anticipated ground conditions and improvement works, such that he can evaluate alternative or modified programs more to his liking.</p>
11	<p>Preparation, and later execution, of a program to validate the ground characterization of Task 4 and the predictions made in Task 8. Validation can be made by visual observation or by measurement (instrumental monitoring). Some predictions may not require validation if they have a high degree of certainty or are not critical to the progress of construction, to the performance of the dam, or to a modification of the design.</p>
12	<p>Preparation of a full documentation of the engineering geological investigation. Reports, many of which are prepared during the course of the investigation, must be very detailed and should also mention matters considered, but not deemed significant for a particular purpose.</p>

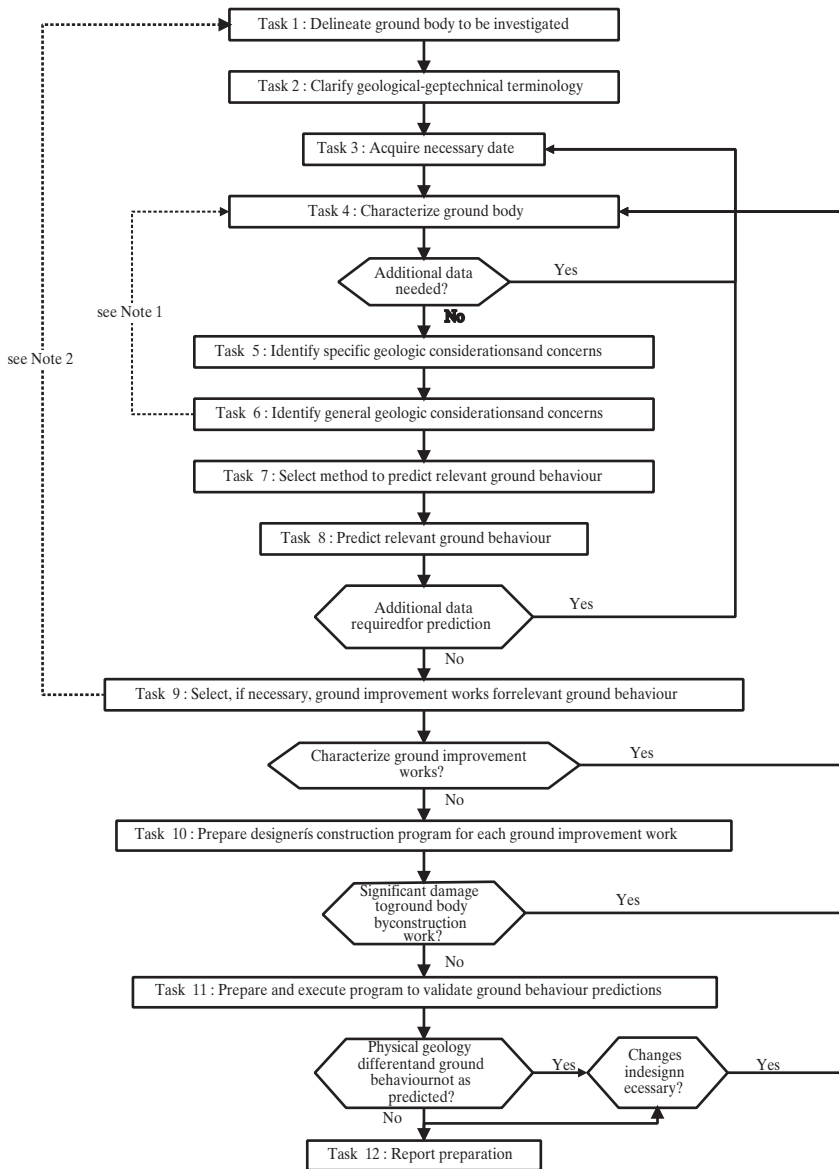


Note 1 : Effets des considérations géologiques générales, qui varient dans le temps, sont incorporées tel que requises aux investigations du site comme modifications de la caractérisation du site.

Note 2 : Chaque travail d'amélioration est affecté par son propre bloc de terrain et requiert des prédictions de comportement du terrain pour une série de considérations géologiques spécifiques qui concernent la constructibilité des travaux.

Fig. 1.1.  
Diagramme d'une investigation géologique de site montrant les douze tâches et leur interrelation





Note 1 : Effects of the general geologic considerations, that are time-dependent, are incorporated as required into the site investigation as modifications to the site characterization.

Note 2 : Each ground improvement work is affected by its own body of ground and requires ground-behaviour predictions for a set of special geologic considerations that pertain to the constructibility of the work.

Fig. 1.1.  
Flow chart of an engineering geological site investigation illustrating the twelve tasks and their interrelationship

---

## 2. SÉLECTION DU TYPE DE BARRAGE ET ANALYSE DE LA FONDATION

---

### 2.1. SÉLECTION DU TYPE DE BARRAGE

#### 2.1.1. Influence de la fondation sur le type de barrage

Les conditions géologiques à l'endroit du site choisi pour un barrage constituent un facteur important sans être nécessairement le seul pour décider du type de barrage à construire. Il y a plusieurs autres facteurs qui doivent entrer en ligne de compte tels la topographie, la disponibilité des matériaux de construction, les volumes d'eau à évacuer, la géométrie de la dérivation, l'expérience du concepteur, l'expérience de l'Entrepreneur, etc. Les conditions géologiques de la fondation peuvent empêcher le choix d'un certain type de barrage mais, généralement, les conditions géologiques peuvent être acceptables pour la construction de plus d'un type de barrage. La principale considération peut être le coût mais, pourvu que la différence de coût soit faible, le choix entre un barrage en béton et un barrage en remblai est souvent influencé par la pratique locale antérieure et les préférences du concepteur. L'optimisation des arrangements conduit souvent à des ensembles hybrides, c'est-à-dire comprenant des ouvrages en béton, reliés le plus souvent aux structures connexes et des ouvrages en remblai sur les parties de fondation moins compétentes. Le concepteur doit respecter la règle de base, à savoir que la sélection du type de structure doit être contrôlée par les conditions qui prévalent au site et non le contraire, soit d'ajuster le site à son type préféré de barrage. La discussion dans cette partie du texte est restreinte aux aspects reliés à la fondation seulement.

Dans le but de choisir le type de barrage, les matériaux naturels (ou géologiques) peuvent être classés globalement comme suit :

- a. rocher (dont la compétence varie par rapport à la hauteur du barrage et aux contraintes qui en résultent) ;
- b. profil développé des sols en place (sols résiduels, saprolites et rocher altéré à divers degrés) ;
- c. dépôts transportés (fluviaux, colluviaux, éoliens et volcaniques).

Le rocher peut se subdiviser en plusieurs types: en couches, massif ou complexe (mélange embrouillant) par rapport à la dimension du barrage. Connaissant l'existence et la répartition des grandes classes de matériaux décrits plus haut, les types de barrages les plus appropriés vont devenir plus évidents pour un site donné, de même que le traitement de fondation requis.

Les barrages en béton à voûtes simples ou multiples et les barrages à contreforts exigent des fondations de roche compétente ayant une grande capacité portante et une grande résistance à l'infiltration et à l'érosion parce que ce sont des structures sensibles aux déformations de la fondation. L'exigence principale dans le

---

## 2. DAM TYPE SELECTION AND FOUNDATION ANALYSIS

---

### 2.1. SELECTION OF DAM TYPE

#### 2.1.1. Influence of foundation on type of dam

Geologic conditions at a selected dam site are an important but not necessarily the sole factor when deciding on the type of dam. There are other factors which must be considered, such as topography, availability of construction materials, spillway requirements, diversion arrangements, experience of the contractor, etc. The geology of the foundation can limit the choice of a dam type, but at many sites the geologic conditions can be satisfactory for the construction of more than one type of dam. Economy can be an overriding concern, but, provided the difference in cost is small, the choice between a concrete and an embankment dam is often influenced by previous and local practice and the preferences of the designer. Frequently, optimizing layouts leads to hybrid compositions, i.e. concrete sections for some specific parts, often dictated by apurtenant structures, and embankment dam sections over less competent foundation materials. The designer must respect the fundamental rule that selection of the dam structures must be governed by the prevailing site conditions, and not try to adjust the site to suit his preferred type of dam. Discussion on dam type selection in this chapter is limited to foundation aspects only.

For the purpose of dam type selection, earth (or geological) materials are broadly classified as :

- a. bedrock (of varied competence relative to the height of the dam and consequent stresses)
- b. in situ developed soil profiles (residual soils, saprolites, and rock of varying degree of weathering)
- c. transported surficial deposits (fluvial, colluvial, eolic and volcanic)

Rock can be further divided into layered, massive, or complex (confusedly mixed) with respect to the scale of the dam. With the knowledge of the occurrence and distribution of these broad classes of earth materials the appropriate type or types of dam will become more apparent for a given site, together with the necessary foundation treatment work.

Foundations of competent rock with high bearing capacity and resistance to percolation and erosion are required for concrete arch, multiple arch, and buttress dams, because these structures are sensitive to foundation deformations. With arch dams a prime requirement is to accomodate the thrust of the arch onto the

cas des barrages-voûtes est de transférer la poussée de la voûte sur les parois de la vallée. Quant aux barrages-poids, y compris les barrages en béton roulé, leur stabilité dépend du poids de la structure et de la résistance au cisaillement de la fondation. Ces barrages ainsi que les barrages en enrochement avec masque amont imperméable sont construits sur du rocher compétent ou du rocher moins résistant mais de bonne qualité pourvu que puissent être obtenues la résistance au glissement et une barrière souterraine étanche.

Les barrages en remblai, c'est-à-dire en enrochement ou en terre avec un noyau imperméable, induisent des contraintes moins grandes dans la fondation que les barrages en béton, et peuvent être construits sur une plus grande variété de matériaux de fondation, qu'il s'agisse de roc ou de sol. Dans ce dernier cas, il faut envisager une protection adéquate à l'aide de filtres de protection. Il existe plusieurs exemples de barrages en enrochement avec parement amont en béton construits sur une fondation de sol, soit le barrage de Santa Juana d'une hauteur de 103 m et le barrage de Puclaro d'une hauteur de 83 m au Chili, fondé sur du gravier (Astete et al., 1992 ; Anguita et al., 1993 ; Noguera et al., 1993) et la plinthe du barrage de Salvajina en Colombie d'une hauteur de 148 m construite en partie sur des sols résiduels (Sierra et al., 1985). (En fait, ces trois barrages sont des barrages en gravier à parement béton, avec une taille maximale des grains dans la recharge aval de 610 mm). Il existe aussi quelques cas de barrages-poids en béton de faible hauteur fondés sur des alluvions de rivière. Les fondations constituées de gravier, de sable fin, etc. sont sujettes à des débits d'infiltration relativement grands et requièrent des coupures étanches efficaces.

Dans certains cas, les barrages en béton moins conventionnels comme les barrages à contreforts ou à voûtes multiples ou les barrages en remblai avec parement amont imperméable imposent des contraintes de déstabilisation moins défavorables durant la construction, la mise en eau et l'exploitation que les barrages-poids réguliers en béton ou en remblai. Certains de ces barrages en béton peuvent aussi permettre une économie au niveau des matériaux de construction. Différents scénarios de conditions géologiques de la fondation impliquent différentes approches concernant l'agencement et le traitement de la fondation. On trouvera au tableau 2.2 quelques - unes des considérations géologiques à évaluer au moment de choisir un type de barrage.

### **2.1.2. Considérations de coût**

Les coûts d'un barrage qui peuvent être associés à des facteurs géologiques se répartissent en quatre groupes:

- a. Les coûts associés à la géomorphologie du site. Celle-ci est fonction de la géologie historique du site et détermine le volume et la forme d'un type de barrage donné.
- b. Le coût des matériaux de construction requis (matériaux de remblai, agrégats de béton, etc.).
- c. Le coût du traitement de la fondation, y compris celui relié aux processus d'altération à faible profondeur.

abutments. Concrete gravity dams, including RCC dams, derive their stability from the weight of the structure and the shearing strength of the foundation. These dams, and also rockfill dams with upstream impervious facing, are built on competent rock and as well on higher quality weak rock, provided sliding stability and a secure subsurface water barrier can be obtained.

Embankment dams, i.e. rockfill or earthfill dams with impervious core, induce lower stresses in the foundation than concrete dams, and can be built over a wider range of foundation materials, i.e. on rock and on soil foundations. For the latter adequate protection by filters must be envisaged. There are also examples of concrete face rockfill dams on soil foundations, e.g. the 103 m high Santa Juana dam and the 83 m high Puclaro dam in Chile are founded on gravel (Astete et al., 1992; Anguita et al., 1993; Noguera et al., 1993), and the plinth of the 148 m high Salvajina dam in Colombia is partly bearing on residual soil (Sierra et al., 1985). (Actually, these three dams are concrete face gravel-fill dams, CFGDs, with a maximum particle size in the shell of 610 mm). Also, some low-head concrete gravity dams have been founded on river deposits. Foundations of gravel, fine sand, etc. are subject to water percolation at relatively high rates and require effective cutoff measures.

For certain foundation conditions the destabilizing stresses imposed during construction, impounding, and operation may be moderated more favourably by less conventional types of concrete dams, such as buttress or multiple arch dams, or also embankment dams with upstream impervious facing than by standard type concrete gravity or embankment dams. Some of these concrete dams also offer an economy in construction materials. Different scenarios in foundation geology imply different approaches to foundation layout and treatment. Table 2.2 lists some of the geologic considerations when selecting a dam type.

### **2.1.2. Cost considerations**

Dam costs that can be attributed to geological factors are divided into four categories:

- a. Cost associated with the geomorphology governing the site. This is a function of the geological history of the site and determines the volume and shape of a given dam type.
- b. Cost of obtaining the needed construction materials (fill materials, concrete aggregates, etc.).
- c. Cost of foundation treatment work, including those to combat the shallow alteration processes.

- d. Le coût des mesures d'atténuation reliées à des risques de nature géologique (tremblement de terre, glissements de terrain, etc.).

Ce bulletin traite surtout des groupes (c) et (d). Lorsqu'ils font des comparaisons économiques entre différents types de barrages réalisables au site, les ingénieurs doivent être aussi francs que possible en estimant les coûts de (c) et (d). Toute tentation d'amenuiser ces coûts pour justifier des conclusions préconçues sur le choix d'un site ou d'un type de barrage préféré doit être évitée.

La géologie d'un site peut être telle que la construction d'un barrage n'est pas possible, surtout à cause de contraintes économiques. Les conditions de fondation peuvent être tellement complexes et mauvaises que le traitement deviendrait trop élaboré ou même irréaliste et par conséquent trop coûteux. La section 2.3 présente des exemples de conditions géologiques problématiques.

## **2.2. CONSIDÉRATIONS ET PRÉOCCUPATIONS D'ORDRE GÉOLOGIQUE POUR LA FONDATION DE BARRAGES**

Le chapitre 1 décrit brièvement une procédure rationnelle pour organiser et gérer le programme d'investigation de la fondation d'un barrage comprenant une série d'activités interreliées. Le programme d'investigation est conçu en fonction des considérations géologiques identifiées pour le projet. Celles-ci sont présentées au tableau 1.1 et elles peuvent être formulées sans une connaissance poussée de la géologie du site. Une fois la liste des considérations géologiques établie, les préoccupations d'ordre géologique sont liées à chacune des considérations géologiques. Les préoccupations géologiques varient d'un site à l'autre et requièrent une connaissance approfondie des conditions du site. Elles déterminent la réponse de la fondation à l'application des charges et à la mise en eau ; elles déterminent également le type de traitement qui doit être choisi pour obtenir un comportement acceptable de la fondation du barrage. On donne des exemples au tableau 2.1 de préoccupations géologiques reliées à des conditions géologiques particulières.

Les considérations géologiques, définies à la section 2.3, sont divisées en considérations générales et spécifiques. Les conditions géologiques générales sont classées en deux groupes: (a) les risques géologiques naturels et (b) les risques associés aux processus d'altération à faible profondeur (tableau 1.1). Ces derniers comprennent les processus d'altération dont l'érosion souterraine et la dissolution sont probablement les plus significatives pour les fondations de barrage.

Le groupe (b) comprend aussi les modifications près de la surface résultant des activités humaines, telles que le percement de tunnels, les forages, l'irrigation et la contamination. De plus, les plantes et les animaux peuvent modifier les conditions de surface et interagir avec les activités humaines. Les canaux des racines et les terriers des animaux en sont des exemples. Finalement, il y a aussi les processus géologiques qui affectent les activités humaines. Ils comprennent, par exemple, les vibrations et les déformations dues aux séismes, les processus de corrosion qui attaquent les matériaux utilisés par l'ingénieur, et le blocage des drains.

Les altérations ou les changements à la surface de la terre qui résultent des processus géologiques mentionnés ci-dessus (risques naturels), et les effets d'un

d. Cost of mitigating natural geologic hazards (earthquake effects, slides, etc.).

This Bulletin focuses only on categories (c) and (d). When making economic comparisons of different feasible dam types, engineers must be as forthright as possible while estimating the cost of (c) and (d). Any temptation to slight these costs to justify preconceived conclusions about a preferred dam site or type must strictly be avoided.

The geology of a site may make a dam site unfeasible, mainly on the basis of economical constraints. Foundation conditions may be so complex and poor that treatment measures would become too extended or even unrealistic and thus also too costly. Examples of geological settings where such sites may occur are given in Section 2.3.

## **2.2. GEOLOGIC CONSIDERATIONS AND CONCERNS FOR DAM FOUNDATIONS**

Chapter 1 briefly describes a rational procedure to organize and manage a dam foundation investigation program consisting of a number of interrelated tasks. The investigation program is related to the geologic considerations identified for the project. These are listed in Table 1.1 and can be formulated without a detailed knowledge of the geology of the site. Once a list of all the geologic considerations is established, the geologic concerns are assigned to each geologic consideration. Geologic concerns vary from site to site and require an intimate knowledge of the site conditions. They determine the response of the foundation to load application and impounding of water. They also determine the type of treatment that must be specified to achieve a satisfactory performance of the dam foundation. Examples of geologic concerns pertaining to particular geologic considerations are given in Table 2.1.

Geologic considerations, as defined in Section 1.3, are divided into general and specific considerations. The general geologic considerations are classified into two groups, namely (Table 1.1): (a) natural geologic hazards and (b) shallow alteration processes (hazards). The latter include mainly weathering processes (with subsurface erosion and dissolution probably being the most significant ones for dam foundations).

Group (b) also includes the alteration of the body of ground by human activities, such as tunnelling, drilling, wetting, and contaminating. Furthermore, plants and animals may change the body of ground and interact with man's work. Examples are root channels and animal burrows. Finally, there are also geological processes that alter man's work. They include, for example, vibrations and displacements from earthquakes, corrosion processes attacking engineering materials, and the plugging of drains.

The altering or changing of the body of ground by the above geologic processes (e.g. natural hazards), and the effect of a geological agent upon engineering works

agent géologique sur les travaux d'ingénierie sont des processus qui dépendent du temps. En conséquence, les considérations géologiques générales sont reliées au temps.

Tableau 2.1.

*Exemples de préoccupations d'ordre géologique pour des considérations géologiques données*

<b>Considération géologique (du tableau 1.1)</b>	<b>Masse de terrain impliquée</b>	<b>Préoccupations d'ordre géologique (liste non exhaustive)</b>
Important écoulement d'eau souterraine à travers la fondation	1 <sup>er</sup> ordre (zone d'influence du barrage)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Matériaux de fondation (roc ou dépôts meubles de surface)</li> <li>• Joints ouverts</li> <li>• Canaux alluvionnaires enfouis</li> <li>• Position de la nappe phréatique</li> <li>• Distribution de la charge piézométrique</li> <li>• Traits karstiques (type de karst)</li> <li>• Matériaux solubles</li> </ul>
Injectabilité	2 <sup>e</sup> ordre (volume du rideau d'injection et du tapis d'étanchéité)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Type de terrain</li> <li>• Joints ouverts</li> <li>• Réseau de diaclases</li> <li>• Fissure (type, fréquence)</li> <li>• Position de la nappe phréatique</li> <li>• Vitesse de l'écoulement souterrain</li> </ul>

Note :l'ordre de la masse de terrain mentionné ci-dessus se réfère à la région pour laquelle une considération d'ordre géologique est mentionnée.

Les exigences de fondation reliées aux considérations géologiques listées au tableau 1.1 affectent le choix du type de barrage. Ceci est illustré au tableau 2.2 où quelques-unes des considérations géologiques énumérées au tableau 1.1 sont analysées en fonction des exigences de la fondation dans le cas des barrages en béton (BB) et celui des barrages en remblai (BR).

Les considérations géologiques de base sont reliées aux interactions entre les structures de génie civil et les masses de terrain concernées. Les considérations géologiques de construction sont reliées aux aspects géologiques qui concernent la réalisation de travaux d'amélioration du terrain.

Les considérations géologiques de construction visant l'amélioration du terrain peuvent être identifiées une fois que le type de travaux remédiateurs a été choisi. Il existe différentes catégories de travaux d'amélioration: enlèvement du matériau, remplissage des vides, réduction des vides (compaction), renforcement, remplacement, protection, drainage et stabilisation externe. Lorsqu'elles sont considérées en rapport avec la fondation des barrages, ces considérations concernent l'excavation à ciel ouvert, le rideau d'injection, les rideaux de drainage, les travaux de protection de surface, le compactage dynamique, etc. Les considérations de construction qui concernent les aspects géologiques sont données au tableau 1.1.



are time-dependent processes. Therefore, the general geologic considerations have a relationship to time.

Table 2.1.  
Examples of geologic concerns for given geologic considerations

<b>Geologic consideration (from Table 1.1)</b>	<b>Body of ground involved</b>	<b>Possible associated geologic concerns (not exhaustive)</b>
Significant subsurface water flow within foundation	1 <sup>st</sup> order (zone of influence of dam)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Foundation material (bedrock or surficial material)</li> <li>• Open joints</li> <li>• Buried alluvial channels</li> <li>• Position of groundwater table</li> <li>• Piezometric head distribution</li> <li>• Karst features (type of karst)</li> <li>• Soluble materials</li> </ul>
Injectability	2 <sup>nd</sup> order (volume of grout curtain and consolidation grouting)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Type of ground</li> <li>• Open joints</li> <li>• Jointing pattern</li> <li>• Fractures (types, density)</li> <li>• Position of groundwater table</li> <li>• Velocity of subsurface water flow</li> </ul>

Note that the order of the body of ground refers to the region for which a geologic consideration has been listed.

The foundation requirements for the geologic considerations listed in Table 1.1 have an impact on dam-type selection. This is illustrated in Table 2.2 where some of the geologic considerations listed in Table 1.1 are analyzed with respect to the requirements for concrete (CD) and embankment dam (ED) foundations.

The basic geologic considerations relate to the interactions of civil engineering structures with their bodies of ground. Construction geologic considerations relate to geologic issues pertaining to the construction of ground-improvement works.

Construction geologic considerations for ground improvements can be identified once the type of improvement has been selected. Categories of ground improvement works are: removal, void filling, void reduction (compaction), adjunct reinforcement, replacement, protection, drainage, and external stabilization. Applied to dam foundations these considerations pertain to open excavation, grout curtain, drainage curtains, surface protection works, dynamic compaction, etc. Construction considerations which pertain to geologic issues are listed in Table 1.1.

Tableau 2.2.  
*Impact de quelques considérations géologiques de la fondation sur le type de barrage*  
 (\*MC = mesures correctives)

<b>Considération géologique</b>	<b>Exigences pour la fondation des barrages en béton (BB)</b>	<b>Exigences pour la fondation des barrages en remblai (BR)</b>
<p><i>Considération de base</i></p> <p>Stabilité (stabilité de coins de rocher; glissement sur des couches de roc ou de sol; glissement dans le sol de fondation)</p>	<p>Les exigences les plus sévères s'appliquent aux barrages-voûtes à double courbure. Les parois de la vallée doivent résister aux forces imposées sans déformation excessive (ou endommageante). Identification des blocs de rocher potentiellement instables.</p> <p>La présence de couches rocheuses inclinées vers l'aval et donnant sur une face ouverte va déranger la stabilité de n'importe quel type de barrage en béton.</p> <p>La pression hydraulique dans les pores et les fissures peut déstabiliser davantage des parties de rocher potentiellement instables.</p> <p>* MC : Approfondissement de l'excavation, ancrage, injection, drainage, clés de cisaillement, ou changement pour un barrage BR ou changement de site.</p>	<p>Les pentes des parois de la vallée doivent être stables après le remplissage du réservoir. Les endroits les plus critiques sont ceux situés près de l'évacuateur et de la prise d'eau.</p> <p>Les pentes des parois de la vallée doivent être stables après le remplissage du réservoir. Les endroits les plus critiques sont ceux situés près de l'évacuateur et de la prise d'eau.</p> <p>Dans le cas de fondations formées de matériaux non cohérents de faible densité, particulièrement les sables fins, le phénomène de liquéfaction peut survenir durant un fort séisme.</p> <p>*MC : Techniques de stabilisation de pentes, drainage, bermes contre-poids pour le remblai, enlèvement de sols de fondation, densification des sols.</p>

Table 2.2.  
Impact of some geologic considerations for dam foundation on type of dam  
(AM = alleviating measures)

<b>Geologic consideration</b>	<b>Requirements for foundation of concrete dams (CD)</b>	<b>Requirements for foundation of embankment dams (ED)</b>
<p><i>Basic consideration</i></p> <p>Stability (e.g. stability of rock wedges; sliding stability on layered rock or soil; base failure in soil)</p>	<p>The most stringent requirements are for double curved arch dams. Abutments must be able to sustain thrust forces without undue (or damaging) displacements. Identification of potentially unstable rock wedges.</p> <p>In layered strata, downstream dipping rock beds which daylight, will impair the stability of any type of CD.</p> <p>Pore water and cleft (joint) water pressures can destabilize further potentially unstable rock bodies.</p> <p>AM: Excavation deepening, anchoring, grouting, drainage, shear keys, or change to ED or alternative site.</p>	<p>Abutment slopes must be stable after impounding. Most important are those above spillway and/or intake areas.</p> <p>For foundations on highly plastic stiff clays and clay shales, the long-term stability may be critical, particularly with an unfavourable orientation of the layers.</p> <p>For foundations on loose, cohesionless deposits, particularly fine sand, liquefaction can occur during strong earthquake shaking.</p> <p>AM: Slope stabilization techniques, drainage, stabilizing berm for embankment, foundation soil removal, soil densification.</p>

<p>Déformation (compressibilité, tassement des matériaux de fondation)</p>	<p>Les fondations doivent pouvoir supporter les contraintes additionnelles dues au poids du barrage et du réservoir sans déformation absolue ou différentielle inacceptable, c'est-à-dire de l'ordre de centimètres.</p> <p>*MC : Approfondissement de l'excavation, injection, installation de pieux (rarement), galeries remplies de béton faisant office de pieux (Barrage Mratinje, Yougoslavie)</p>	<p>Pour une hauteur de barrage donnée, la fondation d'un barrage BR est sujette à des contraintes considérablement moins élevées que pour un barrage (BB). De plus grandes déformations, de l'ordre de décimètres, sont acceptables, parce que l'aptitude des barrages BR à absorber des déformations est plus grande que celle des barrages BB. Cependant, il faut surveiller particulièrement la possibilité de formation d'une fissure dans le noyau du barrage dans la direction amont-aval résultant de déformations différentielles dans la fondation. Si cette possibilité n'est pas prise en compte lors de la conception, les conséquences peuvent compromettre la sécurité du barrage.</p> <p>*MC : Approfondissement de l'excavation, injection, installation de pieux, compaction dynamique, pré-consolidation, drains de sable.</p>
	<p>Les tassements différentiels, qui peuvent se produire avec des conditions de fondation non uniformes, doivent être évités. Ainsi, un déplacement le long d'une zone de faille dans la fondation lors d'un séisme ne peut être accepté à moins que des mesures spéciales telle la construction d'un joint coulissant n'aient été prises (exemple : barrage Clyde en Nouvelle Zélande, Hatton et al., 1991).</p> <p>*MC : Approfondissement de l'excavation, joints de construction particuliers, injections de tapis, béton projeté.</p>	<p>Les exigences sont moins strictes que dans le cas des BB. Des déplacements potentiels le long de zones de failles peuvent être tenus en compte par des mesures défensives appropriées lors de la conception.</p> <p>*MC : Rideau d'injection principal, injection de consolidation (minérale et chimique), coupures, tapis imperméables (amont et interne), puits filtrants de relâchement de pression. Des zones larges ou des couches épaisses de filtre et drain sont essentielles.</p>

<p>Deformation (compressibility, settlement of foundation materials)</p>	<p>Foundations must be able to sustain the additional stresses caused by the dam body and the reservoir without unacceptable absolute or differential deformations, i.e. in the order of centimeters.</p> <p>AM: Excavation deepening, grouting, piling (seldom), pile-like concrete-filled galleries (Mratinje dam, Yugoslavia)</p>	<p>For a given dam height, the foundation for an ED is generally subjected to substantially lower stresses than with a CD. Larger deformations, usually in the order of decimeters, are acceptable, because the aptitude of the ED to adjust to deformations is larger than for CDs. However, special attention has to be given to the possibility of crack development in the dam core in upstream-downstream direction, caused by variable deformations in the foundation. If not taken into consideration properly in the design, the consequences can compromise the safety of the dam.</p> <p>AM: Excavation deepening, grouting, piling, dynamic compaction, preconsolidation, sand drains.</p>
	<p>Differential settlements which can occur with non-uniform foundation conditions, must be avoided. Also displacement along a fault zone in the foundation during a strong earthquake cannot be tolerated unless special provisions, such as the construction of a sophisticated sliding joint, have been made (Example: Clyde dam, New Zealand; Hatton et al., 1991)</p> <p>AM: Excavation deepening, special construction joints, blanket or slush grouting.</p>	<p>Requirements are less strict than for CDs. Potential movements along fault zones can be mitigated by defensive design.</p> <p>AM: Staged construction program, generous transition and filter zones, blanket or slush grouting.</p>

<p>Hydraulique souterraine (étanchéité)</p>	<p>Les pertes par infiltration et les conséquences possibles doivent rester à l'intérieur de limites techniquement et économiquement acceptables. Les risques rattachés aux sous-pressions regardent davantage les BB alors que les risques associés à une érosion interne rétrogressive sont normalement plus grands dans les fondations des BR.</p> <p>*MC : L'injection régulière, l'injection par jet, l'injection chimique, les coupures.</p>	<p>L'écoulement à l'interface fondation/ remblai particulièrement dans la couche immédiatement sous-jacente, doit absolument être réduit et contrôlé de façon à éliminer les risques de lavage des particules fines conduisant à des conditions de renard.</p> <p>*MC : Rideau d'injection principal, injection de consolidation (minérale et chimique), coupures, tapis imperméables (amont et interne), puits filtrants de relâchement de pression. Des zones larges ou des couches épaisses de filtre et drain sont essentielles.</p>
<p>Soulèvement</p>	<p>Les effets de soulèvement doivent être correctement évalués lors de l'étape de conception et ré-évalués avec soin lors de l'étape d'exploitation parce que, souvent, malgré une fondation comparativement assez imperméable, le soulèvement se manifeste d'une façon différente de ce qui est présumé généralement dans les scénarios conventionnels. Ceci peut compromettre la sécurité de la structure.</p> <p>*MC : Galerie de contrôle, précontrainte des blocs, injection, drainage, considération des hypothèses de soulèvement les plus pessimistes lors de l'analyse de stabilité du barrage.</p>	<p>Mis à part les barrages avec parement amont, les gradients sont moins élevés et moins critiques que dans le cas des barrages BB à cause de la coupe transversale plus large du barrage. Dans tous les cas, l'écoulement doit être contrôlé parce qu'il peut être la cause du lessivage des fines particules. Voir aussi la section 2.5.4 pour des commentaires additionnels sur le soulèvement et les pressions interstitielles.</p> <p>*MC : Galerie de contrôle avec drainage et surveillance, injection et drainage, mise en place de tapis imperméables et de tapis filtrants dans le profil du barrage. En cas de pressions excessives, injection, couches filtres appropriées et couches de drainage entre les diverses zones du barrage ; puits de décompression à l'aval du barrage.</p>

<p>Subsurface hydraulics (watertight-ness)</p>	<p>Percolation losses and possible consequences must remain within technically and economically acceptable limits. Risks from uplift concern CDs more, while risks from internal backward erosion are usually greater in ED foundations</p> <p>AM: Grouting, jet grouting, chemical grouting, cutoffs.</p>	<p>Seepage along the foundation/fill interface including the immediately underlying horizon must be minimized by all means and controlled in order to eliminate the risk of washing out fines leading to piping.</p> <p>AM: Main grout curtain, consolidation grouting (mineral and chemical), cutoffs, impervious blankets (upstream and internal), relief filter-wells. Appropriate wide filter/drainage layers are essential.</p>
<p>Uplift</p>	<p>Uplift effects must be properly estimated in the design stage and carefully assessed in the operation stage because often, inspite of a comparatively watertight foundation, uplift develops in a different manner than what is usually assumed for conventional uplift scenarios. This can compromise the safety of the structure.</p> <p>AM: Control gallery, prestressing of blocks, grouting, drainage, consideration of more pessimistic uplift assumptions in the dam stability analysis.</p>	<p>Except for dams with upstream facing, gradients are lower and less critical than for CDs because of the much wider section of the dam. In all cases seepage must be controlled because it may cause the washing out of fines. See also Section 2.5.4 for complementary comments on uplift and pore pressures.</p> <p>AM: Control gallery with drainage and monitoring functions, grouting and drainage, implementation of impervious and filter-drainage blankets in the dam profile. In case of excessive pore pressures: grouting, appropriate filter and drainage layers between the different zones of the dam profile ; relief wells downstream of the dam.</p>

<p><i>Procédés d'altération de surface.</i> Profondeur des matériaux de fondation favorables.</p>	<p>Les effets des intempéries, le degré de fissuration et le remplissage des fissures décroissent normalement avec la profondeur, mais il arrive que le rocher sain acceptable comme fondation se retrouve à une profondeur plus grande que celle présumée au départ.</p> <p>Il y a aussi des situations où la qualité de la fondation décroît avec la profondeur comme lorsqu'une lave compétente recouvre un dépôt alluvionnaire. Le volume d'excavation doit rester raisonnable puisque les matériaux excavés doivent être remplacés par des matériaux de barrage, c'est-à-dire du béton.</p> <p>*MC : Approfondissement de l'excavation, injection</p>	<p>Les exigences concernant la résistance de la fondation sont moins grandes que dans le cas des BB. L'emphase est mise sur l'excavation des matériaux dans lesquels il pourrait y avoir une concentration d'écoulement. Cependant, une excavation plus profonde ne conduit pas toujours à une amélioration des conditions dominantes et il est alors acceptable d'arrêter l'excavation avant d'avoir satisfait les recommandations habituelles pour une fondation de barrage en enrochement car la section du barrage peut être modifiée pour s'adapter aux conditions les plus mauvaises de fondation.</p> <p>*MC : Approfondissement de l'excavation, injection, enlèvement des matériaux altérés des crevasses et des zones fissurées et remplissage avec du béton dentaire.</p>
<p>Domage ou modification des matériaux par des processus naturels, des activités de construction et des conditions d'exploitation (perte de résistance, détérioration des faces excavées, enlèvement des agents de cimentation solubles dans les matériaux en place)</p>	<p>La détérioration rapide de certaines roches à cause de leur exposition à l'air lors de l'étape excavation doit être évitée. De plus, la zone de contact rocher/béton doit être protégée contre des détériorations possibles i.e. pour le rocher (cas où il y a présence de gypse) et pour le béton (cas où il y a présence d'eaux agressives).</p> <p>*MC : Une protection temporaire adéquate ou un recouvrement permanent installé immédiatement. En alternative, une excavation finale juste avant le bétonnage. Utilisation de ciments spéciaux, d'un traitement d'injection particulier, coupure.</p>	<p>L'infiltration qui résulte de l'ouverture ou du lessivage des fissures par n'importe quel processus peut se développer dans la partie érodable du remblai et mettre en danger la sécurité globale du barrage (développement de chemins préférentiels). Les exigences doivent donc être particulièrement respectées au contact fondation/noyau et filtre, ou au voisinage de la plinthe dans le cas des barrages avec membrane imperméable amont.</p> <p>*MC : Protection immédiate ou excavation finale, juste avant la mise en place du remblai : traitement d'injection spécial, mortier liquide, coupure.</p>



<p><i>Shallow alteration processes</i> Depth of favourable foundation material</p>	<p>Depth of favourable foundation material Effects of weathering, degree of fracturing and joint infilling decrease usually with depth, but often sound rock conditions suitable for founding the dam are encountered only at depth greater than originally assumed.</p> <p>There are also situations where the desired quality of a foundation may decrease with depth, such as when a competent lava flow covers an alluvial deposit. The quantity of excavation must be kept reasonable as removed material must be replaced with dam material, i.e. concrete.</p> <p>AM: Excavation deepening, grouting.</p>	<p>Requirements for foundation strength are less stringent than with CDs. Emphasis is on the removal of materials which could develop into concentrated leaks. However, further deepening of an excavation is not always in relation with the improvement of the prevailing conditions, and it is then acceptable to halt the excavation work before having met the usual requirements for a ED foundation, since the dam section can be modified to accommodate essentially any poorer foundation condition.</p> <p>AM: Excavation deepening, grouting, cleaning out weathered materials from gullies, fissured zones, etc. and backfill them with dental concrete.</p>
<p>Damage or changes to earth materials by natural processes, construction activities, and operational conditions (e.g. loss of strength, slaking of excavated faces, removal of soluble cementing agents in earth materials)</p>	<p>Rapid alteration of certain rocks due to exposure to air (air slaking) during the excavation stage must be avoided. Furthermore, the boundary zone rock/concrete must be protected from possible deterioration, i.e. for both, rock (e.g. in the case gypsum is present) and for concrete (in the case of aggressive waters).</p> <p>AM: Adequate temporary protection or permanent covering immediately required. Alternatively, final excavation just before concreting. Use of special cements, special grout treatment, cutoff.</p>	<p>Seepage resulting from the opening or washing out of fissures by whatever cause, can progress into the erodible embankment and endanger global dam safety (development of preferential paths). Requirements must therefore be meticulously enforced for the contact zone foundation/core-filter, or for the vicinity of the plinth of EDs with upstream impervious facing.</p> <p>AM: Immediate protection or final excavation just before fill placement, special grouting treatment, slush grouting, cutoff.</p>

<p><i>Risques géologiques naturels</i> Séisme (présence de failles)</p>	<p>Les fondations ne devraient pas présenter de discontinuités (failles, zones de cisaillement) susceptibles de se déplacer lors d'un fort séisme soit à cause de l'activité de la faille elle-même ou de déformation induite par de forts séismes dans le voisinage.</p> <p>*MC : Choisir un autre site ou équiper le barrage d'un joint coulissant (barrage Clyde, Hatton et al., 1991).</p>	<p>Des déformations concentrées localement dans la fondation peuvent être dommageables pour le barrage et menacer sa sécurité. Cependant, pour les barrages de faible hauteur, de petites déformations de quelques cm le long d'une discontinuité peuvent être tenues en compte dans la conception du barrage.</p> <p>*MC : Zones de filtre et de transition larges, faibles pentes extérieures, possiblement choix d'un autre site.</p>
-----------------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

Les descriptions données dans le tableau 2.2 montrent que les considérations géologiques conduisent à des exigences pour la fondation qui sont essentiellement les mêmes pour les deux types de barrage, mais où l'importance relative des divers phénomènes est différente. Le tableau 2.2 indique aussi les mesures correctives (MC) pour les cas où les exigences ne sont pas satisfaites naturellement. Plus de détails sont donnés au chapitre 4.

### 2.3. MAUVAISES CONDITIONS GÉOLOGIQUES POUR LES SITES DE BARRAGE

Certains contextes géologiques requièrent une attention plus grande que celle habituellement portée lors de l'ingénierie des fondations. Le tableau 2.3 présente une liste des préoccupations d'ordre géologique qui amènent des problèmes et exigent une attention spéciale lors de la construction et du traitement de la fondation (voir aussi la tâche 6 dans le tableau 1.2). Elles influencent donc aussi le choix du type de barrage. Tous les sites de barrage qui présentent de l'hétérogénéité sont sujets à devenir problématiques et exigent une attention particulière. Larocque (1991) a soulevé plusieurs exemples de conditions de fondation qui peuvent être considérées comme difficiles. Des groupes choisis de conditions géologiques, qui ont été proposés par Pircher (1982), sont brièvement décrits ci-dessous (comparer aussi avec le tableau 2.3).

(a) Les roches qui présentent des *contraintes in situ élevées* peuvent causer des problèmes de stabilité dans les appuis, les galeries de fondation et les centrales souterraines. Ces problèmes ont leur origine dans le relâchement des contraintes qui résulte de l'érosion de la vallée ; ce relâchement des contraintes peut aussi produire de faibles contraintes horizontales conduisant à leur tour à la formation de fissures verticales ouvertes.

(b) *Les roches solubles*: un phénomène plutôt fréquent dans les régions où se trouvent des roches calcaires ou gypseuses est la présence de caractéristiques

<p><i>Natural geologic hazards</i> Earthquake (presence of faults)</p>	<p>Foundations should not contain discontinuities (faults, shears) which could move during a strong quake, either due to the activity of the fault itself or due to induced movement from nearby strong shocks.</p> <p>AM: Select alternative site, or provide sliding joint in dam (e.g. Clyde dam, Hatton et al., 1991).</p>	<p>Abrupt movements in the foundation can be harmful to the dam and impair its safety. However, for low dams small movements of a few decimeters along a discontinuity can sometimes be accommodated in the design of the ED.</p> <p>AM: Wide filter and transition zones, flat slopes and, possibly, alternative site selection.</p>
--------------------------------------------------------------------------------	--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

The descriptions given in Table 2.2 show that the geologic considerations lead to foundation requirements which are essentially the same for both types of dam, but the relative importance of the various phenomena are different. Table 2.2 also lists possible alleviating measures (AM) for the cases where the requirements are not naturally met. More details are given in Chapter 4.

### 2.3. ADVERSE GEOLOGICAL CONDITIONS FOR DAM SITES

Some geological settings require more than the usual attention in dam foundation engineering. Table 2.3 lists geologic concerns which cause problems and necessitate special care in construction and the treatment of the foundation (see also Task 6 in Table 1.2). Hence, they will also influence the selection of the dam type. All dam sites with heterogeneous conditions are suspected to be problematic and require special attention. Laroque (1991) pointed out a number of examples of foundation conditions which are considered difficult. Selected groups of geological settings which have been distinguished by Pircher (1982) are briefly described below (compare also Table 2.3).

(a) *Rock with high in situ stress* may cause stability problems in abutments, foundation galleries and underground power caverns. These problems are created by stress relief as a result of valley erosion. Stress relief by valley erosion can also lead to low horizontal stresses which in turn tend to produce open vertical joints.

(b) *Soluble rock*: A rather frequent phenomenon in areas of calcareous and gypsiferous rock are karst features (solution phenomena). Karst in a dam

karstiques (phénomène de dissolution). La présence de karsts dans la fondation d'un barrage n'affecte pas seulement l'imperméabilité mais aussi l'écoulement souterrain de l'eau ; lorsque le gradient hydraulique est augmenté par la mise en eau du réservoir, il peut se former des cavités d'affaissement par lessivage des matériaux les remplissant ou les recouvrant. Les canaux qui ont échappé au traitement peuvent amener des pressions interstitielles et des pressions de soulèvement qui nuisent à la stabilité.

La dissolution du roc est souvent contrôlée par la présence dans la masse rocheuse de discontinuités, surtout des fissures mais aussi des veines d'argile de faible perméabilité. Les cavernes et les cavités d'affaissement sont les traits les plus typiques d'une région karstique (voir Culshaw & Waltham 1987 pour un système de classement des cavités). Le gypse et l'anhydrite sont plus facilement solubles que le calcaire, mais la dissolution ne se produit pas si ces matériaux sont protégés de l'apport d'eau par une couche imperméable sus-jacente, tel un lit de marne (Redfield, 1968).

Selon James & Lupton (1978), la dissolution du gypse débute quand la vitesse de l'eau dépasse  $10^{-3}$  m/s. On doit porter une attention spéciale aux conglomerats cimentés avec des matériaux solubles. La dissolution de la matrice peut réduire la résistance de façon drastique et causer une rupture.

(c) *Les failles et autres discontinuités majeures* qui traversent la fondation du barrage représentent souvent des défauts sérieux. De tels défauts ont une résistance au cisaillement très réduite, i.e., à peu près égale à la valeur résiduelle. L'écoulement à travers une zone de faille et les zones déformées adjacentes peut éventuellement conduire à une situation de renard ou à un soulèvement si la zone de faille n'a pas été bien traitée.

Les décalages ou les glissements de faille d'origine sismotectonique doivent être datés pour permettre de juger du niveau de leur activité. À part les failles d'origine tectonique, il existe d'autres sortes de cisaillement qui réduisent aussi considérablement la qualité de la fondation. Des exemples sont les mouvements différentiels relativement petits et décalages qui résultent des processus de plissement et de formation de failles. Ces discontinuités ont une largeur limitée et contiennent des quantités minimales de salbande. Leur orientation peut être parallèle à la foliation dans les roches métamorphiques ou parallèle au litage dans les roches sédimentaires (Pircher, 1982). Dans les régions de forte sismicité, la possibilité d'avoir de légers déplacements le long de ces discontinuités lors d'un séisme important ne peut être éliminée et devrait être considérée dans la conception.

(d) *Les strates de faible résistance, les interlits et les veines* qui tendent à former des cisaillements suivant le litage ou la foliation ou certaines roches argileuses (schistes argileux, marnes) dans lesquelles des pressions interstitielles peuvent se développer durant la mise en eau, représentent des zones de rupture potentielle ; ceci avant que n'importe quel déplacement relatif se soit produit, particulièrement s'ils sont partiellement altérés. D'autre part, les fissures dans la roche fraîche ne causent normalement pas de sérieux problèmes de fondation à moins qu'elles soient continues, ouvertes, altérées ou bien qu'elles soient des joints prédominants remplis de matériaux.

foundation is not only troublesome to watertightness, but the subsurface water flow, when its gradient is increased by impounding, can cause sinkholes by washing out of infilling or overlying material. Channels which have escaped treatment can lead to interstitial water pressure and uplift conditions which are detrimental to stability.

Dissolution of the rock is often controlled by the presence of rock mass discontinuities, mainly joints, but also low permeability clay seams. Caves and sinkholes are diagnostic features of a karst area (see Culshaw & Waltham (1987) for a classification of sinkholes). Gypsum (and also anhydrite) is more readily soluble than limestone, but dissolution does not occur where the gypsum is effectively protected from the ingress of water by overlying impermeable strata, such as marl (Redfield, 1968).

According to James & Lupton (1978) solution of gypsum starts when the water flow velocity exceeds  $10^{-3}$  m/s. Particular attention must be given to conglomerate cemented with soluble material. Removal by solution can drastically reduce the strength which can lead to failure.

(c) *Faults and other major discontinuities* which pass through the dam foundation are often serious deficiencies. Such features have a greatly reduced shear strength, i.e. about equal to the residual value. Seepage through a fault zone and its adjacent distorted zones can later lead to piping and/or uplift if the fault has not been treated properly.

Fault offsets or slips of seismotectonic origin must be dated to judge the level of their activity. Apart from faults of tectonic origin, other kinds of shears can also greatly reduce the quality of a foundation. Examples are the relatively small differential movements and offsets originating from folding and faulting processes. These discontinuities are of limited width and with minor amounts of gouge material. Their orientation can be parallel to the foliation in metamorphic rocks or parallel to the bedding in sedimentary rock (Pircher, 1982). In regions of high seismicity the likelihood of small movements along such shears during a strong shock cannot be excluded and should be considered in the design.

(d) *Weak strata, interbeds, and seams* that tend to form foliation or bedding shears, or certain argillaceous rocks (e.g shales, mudstones) in which excess pore pressures can develop during impounding, represent potential failure zones, even before any relative displacement has taken place, especially when partially weathered. On the other hand, joints in fresh rock usually do not cause serious foundation problems, unless they are continuous, open, weathered, or infilled master joints.

(e) Les régions qui exhibent *une grande hétérogénéité dans la composition du roc et la distribution des matériaux* sont particulièrement problématiques ; les fondations qui consistent en des écoulements de basalte de grande envergure contenant des interlits horizontaux de brèches, de scories, de schistes argileux et de sables en sont un exemple. La principale préoccupation dans le cas de telles formations est la perméabilité des entrelits. Les sites constitués des produits d'éruptions volcaniques (tufs, lahars et agglomérats) qui sont souvent de faible densité et de faible résistance sont encore plus complexes. Leurs caractéristiques sur le plan ingénierie peuvent varier énormément sur une courte distance. Les roches volcaniques peuvent aussi présenter des fractures ouvertes béantes.

Il est important évidemment, pour ces cas défavorables ou d'autres semblables, de choisir un type de conception conservateur pour le barrage parce que les investigations sur place vont donner seulement une information ponctuelle sur les conditions de la fondation. La construction, toutefois, doit se conformer aux exigences de devis techniques rigides. Des changements possibles à la conception ou des alternatives doivent être envisagés dès le début au cas où les conditions rencontrées diffèreraient de celles du modèle de référence.

(e) Especially problematic are *regions which exhibit great heterogeneity in rock composition and material distribution*. Examples are foundations consisting of basalt flows of large extent, interbedded horizontally with layers of breccia, scoria, shales, or sand. Such rock formations are mainly of concern with respect to permeability of the interbeds. Sites where the ground is composed of the products of volcanic eruptions (e.g., tuffs, lahars and agglomerates) which are often of low density and low strength are even more complex. Engineering properties can vary enormously over a short distance. Volcanics can also have gaping open joints.

Obviously, for these adverse cases or similar ones, it is important to define a conservative conceptual dam design because site investigation will only give a spot information on the foundation conditions. Construction, however, must comply with the requirements of strict technical specifications. Possible design modifications or options should be envisaged at an early stage for the case where the actual foundation conditions deviate from the assumed ground model.

Tableau 2.3.  
Préoccupations critiques d'ordre géologique

Thèmes géologiques	Préoccupations d'ordre géologique
Terrains	<ul style="list-style-type: none"> <li>• karstique</li> <li>• volcanique</li> <li>• saprolitique</li> <li>• éolien</li> <li>• glaciaire</li> <li>• mélange</li> <li>• ophiolitique</li> </ul>
Matériaux géologiques constituant la fondation	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Matériaux en lits ou couches</li> <li>- Faible résistance et possiblement érodables, lits, couches ou veines normalement interlités (surtout dans le roc)</li> <li>- Cisaillement dans le litage ou la foliation (surtout dans le roc)</li> <li>- Aquifères confinés</li> <li>- Sables et silts sans cohésion (liquéfiables et érodables)</li> <li>- Gravier à structure ouverte (avec des dimensions de particules discontinues)</li> <li>• Grande épaisseur de matériaux de zone cisailée</li> <li>• Matériau largement compressible</li> <li>• Matériau susceptible de se désintégrer et présentant des conditions chimiques colloïdales</li> <li>• Argiles dispersives</li> <li>• Roc susceptible de se détériorer au contact de l'air</li> <li>• Trous de colonies de termites répartis au hasard et autres excavations d'animaux</li> <li>• Zones d'activité biologique</li> <li>• Matériaux susceptibles à la dissolution ou à d'autres réactions chimiques</li> <li>• Matériaux de l'horizon B<sup>(1)</sup></li> </ul>
Structure géologique	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Fissures ouvertes et fissures remplies d'argile</li> <li>• Joints ou fractures principaux</li> <li>• Cisaillement</li> <li>• Zones tordues de faille et de cisaillement</li> </ul>
Contraintes en place	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Contraintes naturelles différentes (en plus ou en moins) des contraintes normales de gravité</li> </ul>
Risque géologique naturel	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Séismes (vibrations du sol et déplacement dans les failles)</li> <li>• Défaillance du terrain (glissement)</li> </ul>

<sup>(1)</sup> L'horizon B est défini comme la zone d'accumulation surtout des matières colloïdales (argile) ou des sesquioxydes de fer ou d'aluminium.



Table 2.3.  
Critical geologic concerns

Geologic topics	Geologic concerns
Terrain type	<ul style="list-style-type: none"> <li>• karstic</li> <li>• volcanic</li> <li>• saprolitic</li> <li>• eolian</li> <li>• glacial</li> <li>• melange</li> <li>• ophiolitic</li> </ul>
Geologic materials in foundation	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Bedded materials               <ul style="list-style-type: none"> <li>- Low-strength, and possibly erodible, beds, layers or seams, usually as interbeds (principally in rock)</li> <li>- Bedding/foliation shears (principally in rock)</li> <li>- Confined aquifers</li> <li>- Cohesionless sands and silts (liquefiable and erodible)</li> <li>- Open-work gravels (of widely gap-graded grain sizes)</li> </ul> </li> <li>• Broad thickness of shear zone material</li> <li>• Highly compressible material</li> <li>• Collapsible material and colloid-chemical conditions</li> <li>• Dispersive clays</li> <li>• Rock susceptible to air-slaking</li> <li>• Erratically distributed holes of termite colonies, or other animal burrows</li> <li>• Zones of biologic activity</li> <li>• Soluble and other chemically reactive materials</li> <li>• B-horizon earth materials<sup>(1)</sup></li> </ul>
Geologic structure	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Open and clay-filled fractures</li> <li>• Master joints</li> <li>• Shears (incl. fault zones)</li> <li>• Shear- and fault-distorted zones</li> </ul>
In situ stresses geostatic ones	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Natural stresses far different (high or low) from common</li> </ul>
Natural geologic hazard	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Earthquakes (ground motions and fault displacements)</li> <li>• Ground failure (landsliding)</li> </ul>

<sup>(1)</sup> The B-horizon is defined as a zone of accumulation of mainly colloids (clay), or iron or aluminium in the form of sesquioxides.

## **2.4. PROBLÈMES D'INTERACTION BARRAGE/FONDATION**

La construction d'un barrage et la mise en eau d'un réservoir changent radicalement l'état des contraintes dans les flancs de la vallée et le lit de la rivière. Il faut porter une attention spéciale aux effets à long terme des processus souterrains, soit l'augmentation des pressions interstitielles, l'infiltration d'eau, et les déformations de la fondation qui altèrent graduellement les conditions initiales de fondation.

Une zone critique dans la fondation d'un barrage est celle du contact entre le corps du barrage (béton ou remblai) et le terrain naturel. La transition entre le matériau constituant le barrage et celui de la fondation représente une discordance majeure et en conséquence une zone inharmonieuse qui, si elle n'est pas proprement traitée, peut compromettre la sécurité de l'ensemble du projet. Plusieurs accidents sérieux et même des ruptures se sont produits le long ou à proximité de cette zone de contact. Par exemple, un facteur important qui semble avoir contribué au bris de la voûte de béton du barrage de Malpasset était la présence d'un plan de glissement. Ce plan suivait à peu près parallèlement la fondation de la voûte dans la partie supérieure de la rive gauche, sur une grande longueur mais à une faible distance de la fondation. Dans le cas de la rupture du barrage Teton, on croit que les principales causes de la création de conditions de renard dans le noyau silteux du barrage sont l'effet de voûte et la réduction des contraintes dans les matériaux mis en place dans une tranchée étroite à travers la fondation, et les fractures non colmatées dans le roc au même endroit (Legget & Karrow, 1983).

À cause des grandes différences dans la rigidité des matériaux de la fondation le long de l'axe du barrage et/ou des irrégularités saillantes de la fondation, l'interaction barrage/fondation peut entraîner des répartitions de contraintes internes capables de produire la fracturation et l'effet de voûte. Cette situation peut à son tour entraîner la formation de zones de faible contrainte principale mineure susceptibles de conduire à une fracturation hydraulique dans la masse des barrages en remblai.

Il est impératif d'être bien attentifs aux effets de la hauteur du barrage par rapport aux phénomènes d'interface et au cheminement préférentiel des eaux d'infiltration, ou aux plans de cisaillement. L'expérience a cependant montré que les problèmes au niveau de l'interface fondation/barrage ont tendance à être plus fréquents pour les barrages de faible hauteur, parce qu'ils sont souvent sous-estimés, sinon ignorés.

## **2.5. ANALYSES DE FONDATION REQUISES**

### **2.5.1. Généralités**

Les caractéristiques de la fondation d'un barrage sont examinées par rapport à leurs effets sur :

- la stabilité de la fondation incluant les appuis et les pentes adjacentes ;

## **2.4. DAM/FOUNDATION INTERACTION PROBLEMS**

Construction of the dam and impounding of the reservoir radically alter the antecedent state of stress in the valley flanks and the river channel. Attention must be paid to the longterm effects of subsurface processes, e.g. pore water pressure build up, water percolation, and foundation deformations which gradually alter the original foundation conditions.

A critical zone in a dam foundation is the contact between the dam body (concrete or earth/rock fill) and the natural ground. The transition from the material of the dam body to that of the foundation represents a major discord and therefore also a disharmonious zone that, if not properly dealt with, can compromise the safety of the entire project. Many serious mishaps and even failures have occurred along or close to this contact zone. For example, one important factor believed to have contributed to the failure of the Malpasset concrete arch dam was the presence of a plane of sliding which for a great length and at a slight distance followed about parallel to the foundation of the arch in the upper section of the left bank. In the Teton dam failure, arching and destressing of embankment material in a narrow key trench across the foundation, and unsealed fractures in the bedrock are believed to be the main causes of producing piping of the silty embankment core (Legget & Karrow, 1983).

Dam/foundation interaction as a result of abrupt differences in the stiffness of the foundation materials along the dam axis and/or sharp irregularities in the foundation base, can lead to internal stress distributions which can result in fracturing and the phenomenon of arching. This in turn can produce areas of low minor principal stress that is conducive to hydraulic fracturing in the body of embankment dams.

Careful attention to the effects of height of the dam is imperative, including interface phenomena and preferential paths of flow, or planes of shearing. Experience has shown, however, that foundation interface problems tend to be more frequent with lower dams, because they are often underestimated if not ignored

## **2.5. REQUIRED FOUNDATION ANALYSES**

### **2.5.1. General**

The characteristics of a dam foundation are analyzed with respect to their effects on:

- stability of the foundation, including abutments and adjacent slopes ;

- les déformations de la fondation, tels les tassements différentiels et les distorsions causant des fissures et des venues d'eau concentrées ;
- l'écoulement souterrain, soulèvement, gradients hydrauliques, érosion interne et conditions de renard.

Toutes les analyses de fondation discutées à la suite sont basées obligatoirement sur des conditions idéalisées (modèles mathématiques simplifiés) de façon à pouvoir utiliser des analyses quantitatives. Ceci est particulièrement vrai pour les analyses d'écoulement et on doit garder à l'esprit qu'une lentille locale de sol perméable ou des joints dans le roc, s'ils ne sont pas pris en considération, peuvent affecter sérieusement les estimés de débits d'écoulement, les pressions interstitielles locales, les gradients hydrauliques et la résistance à l'érosion (de Mello, 1977). La position des lignes de moindre résistance par rapport à l'érosion souterraine et le gradient hydraulique requis pour développer une ouverture continue dépend de détails géologiques qu'aucune méthode pratique d'investigation ne peut préciser (Peck, 1980 ; Terzaghi et al, 1996).

## **2.5.2. Analyses de stabilité de la fondation (analyse d'une déstabilisation possible)**

### *2.5.2.1. Scénarios d'instabilité*

Pour les barrages qui reposent sur des dépôts de sols, l'instabilité peut se développer à cause de la faible résistance au cisaillement de couches ou de veines. On rapporte qu'à plusieurs occasions lors d'un séisme il y a eu une augmentation des pressions interstitielles et la liquéfaction complète ou partielle de couches de sable saturé. L'instabilité dans la fondation d'un barrage peut aussi résulter du développement des gradients hydrauliques qui causent l'érosion et la perte de résistance sous la partie aval du barrage (instabilité hydraulique). La résistance au cisaillement et les problèmes de stabilité sont surtout associés à la présence d'argile normalement ou légèrement surconsolidée et de matériaux granulaires de faible densité. Certaines argiles montrent une perte de résistance considérable entre la valeur maximum et la valeur résiduelle si la déformation imposée dépasse la valeur correspondant à la résistance maximum (i.e. comportement d'un matériau cassant). Les sols granulaires fins de faible densité peuvent présenter une structure métastable qui a tendance à s'affaïsser lorsque la déformation critique est atteinte. Si le cisaillement est réalisé en conditions non drainées, il y a développement de pressions interstitielles considérables qui peuvent entraîner une perte de résistance dramatique (parfois appelée « liquéfaction statique ») et des glissements par écoulement qui sont préoccupants pour les barrages en remblai hydraulique et en stériles miniers.

Pour les barrages qui reposent sur des fondations rocheuses, les plans de faiblesse et les discontinuités (joints, fractures, zones de cisaillement, couches ou veines de faible résistance) peuvent causer de l'instabilité et des déformations sous le barrage, sur les appuis ou sur les pentes adjacentes. Le défi consiste à identifier les plans de faiblesse, les mouvements antérieurs révélés par les surfaces polies du roc, les mécanismes cinématiquement possibles de glissement et les résistances au cisaillement appropriées le long des plans de glissement. Le bulletin 88 de la CIGB

- deformation of the foundation, such as differential settlements and distortions causing cracks and concentrated leaks;
- underseepage, uplift, hydraulic gradients, internal erosion and piping ;

Out of necessity, all the foundation analyses discussed below are based on idealized conditions (simplified mathematical models) to make the situations amenable to quantitative analyses. This is especially true for seepage analyses, and it should be kept in mind that unaccounted local pervious soil seams or rock joints may seriously affect estimates of quantity of flow, local pore-water pressures, hydraulic gradients and erosion stability (de Mello, 1977). The location of lines of least resistance against subsurface erosion, and the hydraulic gradient required to produce a continuous channel depend on geological details which cannot be ascertained by any practical means (Peck, 1980 ; Terzaghi et al., 1996).

## **2.5.2. Foundation stability analyses (analysis of potential destabilization)**

### *2.5.2.1. Instability scenarios*

For dams resting on soil deposits, instability may occur due to low shear strength strata or seams. Pore-water pressure buildup and partial or complete liquefaction of saturated sand layers during earthquake loading are reported on a number of occasions. Instability in the dam foundation may also result from the development of hydraulic gradients causing erosion and loss of strength under the downstream portion of the dam (hydraulic instability). Shear strength and stability problems are mainly associated with normally or lightly overconsolidated clays and loose granular materials. Some clays exhibit a marked drop in strength from a peak to a residual value, if the imposed shear strains increase beyond the strain at peak strength (i.e. brittle material behaviour). Loose, fine-grained granular soils may have a metastable structure which tends to collapse when a critical shear strain is reached. If sheared under undrained conditions, significant pore pressures build up and can result in a dramatic loss of strength (sometimes referred to as “ static liquefaction ”) and flow slides which are of concern in hydraulic fill dams and tailings dams.

For dams resting on rock foundations, planes of weakness and discontinuities (joints, fractures, shear zones, weak beds or seams) may cause instability and movements under the dam, in the abutments or adjacent slopes. The challenge is to identify the planes of weakness, any prior movements shown by slickensides, the kinematically possible sliding mechanisms and the appropriate shear strength along the sliding planes. ICOLD Bulletin 88 (ICOLD, 1993) gives an excellent treatment of the subject. The strength along a plane of weakness is governed by the rock type,

(1993), traite fort bien du sujet. La résistance le long d'un plan de faiblesse dépend du type de roc, des caractéristiques de rugosité du joint, de l'extension et du type de remplissage ou d'altération, la contrainte effective normale sur le plan considéré et la magnitude de la déformation par rapport à celle qui correspond à la résistance maximum (section 3.6.4).

#### 2.5.2.2. Méthodes de calcul

La méthode d'analyse par équilibre limite est celle qui a été généralement la plus utilisée en géotechnique pour évaluer la stabilité des pentes et des fondations, et une vaste expérience a été rassemblée autour de son utilisation. La méthode implique d'examiner l'équilibre des forces et des moments s'appliquant à un corps ou à une masse à la limite de la stabilité (corps glissant) et de rechercher parmi tous les mécanismes cinétiquement possibles le mécanisme de glissement critique, en supposant le déplacement d'un corps rigide.

Le mécanisme critique peut en être un de glissement le long d'une surface conchoïdale, cycloïdale ou approximativement cylindrique se propageant assez profondément dans la fondation (appelé rupture de support), le long d'une couche de fondation faible presque horizontale (appelé étalement), ou le long ou légèrement en dessous de la surface de contact entre le barrage et la fondation (Fig. 2.1). L'inclinaison moyenne permmissible des pentes extérieures d'un barrage en remblai tend à dépendre de la résistance de la fondation lorsque le support des épaulements du barrage ne fournit pas des conditions égales ou meilleures que celles du remblai situé au-dessus.

L'analyse à deux dimensions (2-D) par la méthode de l'équilibre limite est généralement suffisante pour la fondation de la plupart des barrages en béton ou en remblai. Une analyse en trois dimensions (3-D) est surtout requise dans le cas de tous les barrages-voûtes et en partie aussi pour les barrages à contreforts. Dans les vallées étroites, de type canyon, l'analyse en trois dimensions est recommandée pour tenir compte de la poussée périphérique plongeant dans les flancs de la vallée.

Des logiciels sont disponibles pour exécuter une analyse à l'équilibre limite qui recherche automatiquement la surface critique ayant le coefficient de sécurité le plus faible contre le glissement. Duncan (1992) traite le sujet en profondeur avec une emphase sur les sols, se référant aux logiciels de Morgenstern & Price (1965), Spencer (1981), Janbu (1983) et autres. Les études de stabilité pour tenir compte des chargements sismiques utilisent par convention une force sismique horizontale dans les analyses à l'équilibre limite (analyse pseudo-statique, Seed, 1979a, 1983). La grandeur de la force sismique correspond à un coefficient de séisme empirique multiplié par le poids de la masse affectée par le glissement.

Des abaques de stabilité ont été préparés à des fins d'analyses préliminaires pour les cas de situations idéales de pente, de déblai et d'excavation (Janbu, 1983). Ces abaques peuvent être utilisés pour vérifier la fiabilité des logiciels plus généraux avant de s'en servir à l'étape conception proprement dite. Dans quelques cas, la méthode des caractéristiques a aussi été utilisée pour évaluer la stabilité de la pente et de la fondation.

the joint roughness characteristics, the extent and type of infilling or weathering, the effective normal stress across the plane and the magnitude of deformation relative to that at peak strength (Section 3.6.4).

#### 2.5.2.2. *Computational methods*

The limit equilibrium method of analysis has been generally used in geotechnical engineering to evaluate stability of slopes and foundations, and considerable experience has been accumulated with its application. The method involves analyzing the force and moment equilibrium of an assumed failure mass (sliding body) and searching for the critical sliding mechanism among all the kinematically possible ones, assuming rigid body displacements.

The critical mechanism may be one of sliding along a conchoidal, cycloidal or an approximately cylindrical failure surface going fairly deep into the foundation (termed bearing failure), along a weak, almost horizontal, foundation layer (termed spreading), or along or slightly under the dam-foundation contact surface (Fig. 2.1). The allowable average steepness of the outer slopes of an embankment dam tends to depend on the foundation strength whenever support of the dam shoulders fails to provide conditions equal to or better than those of the overlying embankment.

Two-dimensional (2-D) analysis by the limit equilibrium method is generally sufficient for most concrete gravity and embankment dam foundations. Three-dimensional (3-D) foundation analysis is principally necessary for all arch dams and partially also for buttress dams. In narrow, canyon-type valleys, 3-D analysis taking into account the peripheral plunging of the thrust in the abutments is recommended.

Computer programs are available for performing limit equilibrium analyses that automatically search for the critical failure body with the lowest computed margin of safety against sliding. Duncan (1992) gives a comprehensive treatment of the subject with emphasis on soils, referring to the computer programs by Morgenstern & Price (1965), Spencer (1981), Janbu (1983) and others. Stability analyses for earthquake loading are conventionally achieved by incorporating a horizontal seismic force in the limit equilibrium computations (pseudo-static analysis, e.g. Seed, 1979a, 1983). The magnitude of the seismic force is an empirical earthquake coefficient multiplied by the weight of the sliding mass.

For idealized situations of slopes, cuts and excavations, stability charts have been prepared to assist in preliminary analyses (e.g. Janbu, 1983). These stability charts may be used to check the reliability of more general computer programs before using them in practical design. For some cases the method of characteristics has also been used to evaluate slope and foundation stability.

La méthode d'analyse à l'équilibre limite, qui utilise l'hypothèse relative au déplacement d'un corps rigide, permet d'évaluer la marge de sécurité contre une instabilité (déstabilisation), mais ne considère pas la magnitude des déformations dues au cisaillement lorsque le point d'instabilité s'approche. La méthode par éléments finis (analyse de médium continu) peut être employée pour calculer les déformations volumétriques et de cisaillement aussi bien que la marge de sécurité (Duncan, 1992). Cependant, cette méthode exige comme intrants des modèles réalistes contrainte-déformation-résistance en deux ou trois dimensions (lois constitutives) pour les matériaux concernés. À moins que le critère de rupture du matériau et l'écoulement plastique ne soient modélisés de façon réaliste, l'utilisation de la méthode des éléments finis peut donner des résultats trompeurs (souvent trop optimistes) en comparaison avec la marge de sécurité calculée contre l'instabilité suivant les méthodes conventionnelles.

Si le matériau le long de la surface de rupture exhibe un comportement rigide (i.e. diminution de la résistance avec augmentation de la déformation d'une valeur maximale à une valeur résiduelle), des analyses de déformation par éléments finis peuvent être nécessaires. Un tel comportement du matériau entraîne une rupture du type progressif comme ce fut le cas considéré par exemple pour le récent glissement du barrage de Carsington (Potts et al, 1991 ; Skempton & Vaughan, 1993). Si la méthode d'équilibre limite est utilisée dans de tels cas, on peut devoir supposer que la valeur de résistance résiduelle (résistance à long terme)<sup>1</sup> agit le long d'une partie significative de la surface de glissement supposée (Poulos, 1988 ; Stark & Hisham, 1994).

Pour les barrages érigés sur des fondations rocheuses, l'exigence critique dans les analyses de stabilité est de situer les plans de faiblesse ou les discontinuités qui se combinent pour donner un mécanisme d'un bloc qui puisse cinématiquement glisser (Goodman, 1989). L'omission d'identifier de telles masses de glissement potentiel peut avoir des conséquences désastreuses, tel le barrage de Malpasset (Londe, 1987).

Terzaghi (1929) a écrit à ce sujet il y a plus de 70 ans : « *Pour éviter les dangers associés à la pratique actuelle, il faut d'abord transposer les informations du géologue en des termes physiques et mécaniques. Il faut ensuite évaluer le cas le plus défavorable de toutes les possibilités mécaniques qui pourraient survenir avec les conditions géologiques existantes et, finalement, choisir pour la conception de la structure les cas les plus défavorables. Ces activités de l'esprit représentent de loin les tâches les plus importantes, les plus difficiles et les plus négligées dans le domaine des fondations de barrages* ».

On peut modéliser les discontinuités dans l'analyse par éléments finis en incorporant des éléments spéciaux d'interface qui simulent le comportement des joints, des zones de cisaillement et des failles. Cependant, un meilleur modèle d'une masse rocheuse fracturée est obtenu par une approche de milieu discontinu en utilisant "la formulation d'éléments distincts". De tels modèles supposent la plupart du temps des blocs rigides où la déformation et le déplacement se produisent seulement dans les joints. Aucune information n'est alors requise sur la déformabilité et la résistance de la roche intacte. Des logiciels pour de tels modèles sont maintenant disponibles (Cundall, 1976 ; Lemos et al, 1985 ; Hart et al, 1988) et ont été employés ces dernières années pour analyser la stabilité et les mouvements de masses rocheuses fracturées. Un intrant nécessaire est le comportement du joint au point de vue effort-déformation-résistance (section 3.6.4).

---

<sup>1</sup> Steady state strength



The limit equilibrium method of analysis, using rigid-body displacement hypotheses, estimates the margin of safety against instability (destabilization), but does not consider the magnitude of shear deformations as instability is approached. The finite element method (continuum analysis) may be used to compute volumetric and shear deformations as well as margin of safety (e.g. Duncan, 1992). However, this requires as input to the analyses realistic two- or three dimensional stress-strain-strength models (constitutive laws) for the materials encountered. Unless the material failure criterion and the plastic flow is modelled realistically, the use of the finite element method may give misleading results (often too optimistic) for the computed margin of safety against instability as conventionally computed.

If the material along the failure surface exhibits brittle behavior (i.e. strain softening from a peak strength value down to a residual value), finite element deformation analyses may be required. Such material behaviour causes a progressive type of failure, as has been for instance considered to be the case for the recent Carsington dam slide (Potts et al., 1991 ; Skempton & Vaughan, 1993). If the limit equilibrium method is used for such situations, one may have to assume that the residual strength value (steady state strength) is acting along a significant part of the assumed sliding surface (Poulos, 1988 ; Stark & Hisham, 1994).

For dams on rock foundations, a critical requirement in the stability analysis is the localization of planes of weakness or discontinuities that combine to give a kinematically possible sliding block mechanism (e.g. Goodman, 1989). Failure to identify potential blocks may have disastrous consequences, e.g. the Malpasset dam (Londe, 1987).

In this respect, Terzaghi (1929) wrote more than 70 years ago : “ *To avoid the shortcomings associated with present practice requires first of all expert translation of the findings of the geologist into physical and mechanical terms. Next it requires the evaluation of the most unfavorable mechanical possibilities which would be expected under the existing geologic conditions, and finally to assume for the design of the structure the most unfavorable possibilities. These mental operations represent by far the most important, most difficult, and most neglected tasks in the field of dam foundations* ”.

Discontinuities may be modelled in the finite element analysis by incorporating special interface elements to simulate the behaviour of joints, shear zones and faults. However, a jointed rock mass is better modelled by a discontinuum approach using a “ distinct element formulation ”. Such models most often consider rigid blocks with deformation and movement assumed to occur only at the joints. No information is then needed on the deformability and strength of intact rock. Computer programs for such models are now available (e.g. Cundall, 1976 ; Lemos et al., 1985 ; Hart et al., 1988) and have been used in recent years to analyze the stability and movements of jointed rock masses. Joint stress-deformation-strength behavior is required as input (Section 3.6.4).

L'établissement de la résistance au cisaillement le long des différentes parties de la surface critique de rupture (glissement) demeure la principale incertitude dans les analyses de stabilité. Que ce soit le long d'un joint, à l'interface de la fondation et du barrage ou à travers une masse de sol, l'exercice exige l'établissement des paramètres de la résistance au cisaillement (cohésion,  $c'$ , et angle de friction interne,  $\phi'$ ) pour le niveau pertinent des efforts effectifs normaux. Pour les analyses de stabilité d'une rupture en cisaillement non drainée à travers un sol ou un joint rempli d'argile, on a besoin d'évaluer la pression interstitielle excédentaire au moment de la rupture pour fixer la contrainte effective correspondante sur le plan de rupture. Alternativement, on peut utiliser les estimés directs de la résistance non drainée ( $c_u$ ) basés sur des essais de cisaillement jusqu'à rupture réalisés en chantier ou en laboratoire. Une brève discussion des mérites relatifs des analyses de stabilité en contraintes totales ou effectives est présentée à la section 3.6.2.

Le coefficient de sécurité est normalement défini comme étant le rapport entre les forces de résistance (stabilisantes) et celles qui sont actives (déstabilisantes) sur une masse. L'utilisation habituelle d'un coefficient de sécurité défini de cette façon ne reflète pas l'incertitude concernant les intrants. C'est pourquoi une analyse paramétrique est requise pour évaluer la sensibilité des résultats aux variations paramétriques, notamment l'importance des pressions interstitielles le long de la surface de rupture. Finalement, la valeur calculée du coefficient de sécurité calculé doit être comparée avec ce qui est considéré acceptable pour une situation donnée.

Une autre approche consiste à utiliser une marge de sécurité, celle-ci étant définie comme la différence entre les forces de résistance et les forces actives. Cette approche, combinée à l'utilisation de procédures probabilistes pour refléter les incertitudes au niveau des différents paramètres, peut être employée pour évaluer la probabilité d'une rupture. Cette approche générale est décrite par le Bulletin 88 de la CIGB (1993) et est basée sur le travail fait par Høeg & Murarka (1974).

### 2.5.2.3. *Instabilité due à la liquéfaction*

Dans les régions sismiques, le phénomène de liquéfaction (résistance cyclique) joue un rôle tellement important qu'il est traité séparément dans cette section. Ishihara (1993) en donne un excellent résumé.

Les surpressions interstitielles qui se forment dans les sols saturés lors des déformations accompagnant le cisaillement cyclique induit par les vibrations d'un séisme réduisent les contraintes effectives. Ainsi, le module de cisaillement décroît et un dépôt de matériaux d'une densité faible à moyenne peut perdre sa résistance (se liquéfier) et subir de grandes déformations. Un dépôt dense ne se liquéfiera pas complètement parce que, à mesure que les déformations dues au cisaillement augmentent, le sol tend à se dilater (augmenter de volume). Ainsi, les pressions interstitielles diminuent et la déformation cesse.

Les sols les plus facilement liquéfiables sont les sables fins uniformes. La grosseur des grains, leur forme et leur étalage, le degré de cimentation, la préconsolidation et l'âge affectent tous la résistance à la liquéfaction ; cependant, la densité relative en place est utilisée comme le paramètre le plus important. Puisque

The main uncertainties in the stability analyses lie in the determination of shear strength along the different parts of the critical failure (slip) surfaces. Whether along a rock joint, dam-foundation interface, or through a soil mass, this requires the determination of the shear strength parameters (cohesion,  $c'$ , and friction angle,  $\phi'$ ) for the relevant level of normal effective stresses. For stability analyses of undrained shear failure through soil or a clay-filled joint, one needs to estimate the excess pore pressure at the instant of failure to determine the corresponding effective stress on the failure plane. Alternatively, one may use direct estimates of the undrained strength ( $c_u$ ) based on appropriate field or laboratory shear tests to failure. For a brief discussion of the relative merits of the so-called “ total stress ” and “ effective stress ” stability analyses, reference is given to Section 3.6.2.

The factor of safety is commonly defined as the ratio between resisting (stabilizing) and driving (destabilizing) forces (or moments) on the failure mass. The conventional use of a deterministic factor of safety defined in this way, fails to reflect the uncertainty in the input data. Therefore a parametric analysis is required to examine the sensitivity of results to parametric variations, including the magnitudes of pore water pressures along the slip surface. Finally, the magnitude of the computed factor of safety has to be compared with what is considered acceptable for the given situation.

An alternative approach is the use of a margin of safety defined as the difference between resisting and driving forces. This, combined with the use of probabilistic procedures to reflect the uncertainties in the different parameters, may be used to estimate a probability of failure. The general approach is described in ICOLD (1993) referring to the work by Høeg & Murarka (1974).

### 2.5.2.3. *Instability due to liquefaction*

In seismic regions the phenomenon of liquefaction (cyclic strength) plays such an important role that it is treated separately in this section. Ishihara (1993) presents an excellent overview.

Excess pore-water pressures that are built up in saturated soils due to cyclic shear strains induced by earthquake shaking, reduce the effective stresses. Thus, the shear modulus decreases, and a deposit of low to medium relative density may lose its resistance (liquefy) and undergo large deformations. A dense deposit will not completely liquefy, because as shear strains increase in magnitude, the soil tends to dilate (expand in volume). Thus, the pore pressures decrease, and the deformations are “ arrested ”.

The most liquefiable soils are uniform fine sands. The grain sizes, shapes and distribution, the degree of cementation, preconsolidation, and age all affect the liquefaction resistance ; however, the in situ relative density is used as the single most important parameter. Because the pore pressure buildup increases with the

les pressions interstitielles augmentent avec le nombre de cycles de chargement, le séisme de conception utilisé dans les analyses de stabilité à la liquéfaction ne doit pas seulement être choisi selon le niveau de contrainte de cisaillement imposé à la fondation, mais aussi selon le nombre de cycles (i.e. durée du séisme et fréquences dominantes).

L'expérience démontre que même les dépôts contenant des matériaux grossiers sont susceptibles de perdre de la rigidité et de la résistance lors d'un chargement cyclique rapide. Cependant, les sols granulaires dont la perméabilité est grande vont réagir en dissipant une partie des surpressions interstitielles à mesure qu'elles augmentent durant le séisme.

La résistance à la liquéfaction d'un dépôt (couche de fondation ou entrelit) peut être étudiée et prédite sur la base d'essais en laboratoire effectués sur des échantillons représentatifs du dépôt. Cependant, puisqu'il est difficile d'obtenir des échantillons non remaniés de sols granulaires, les études en laboratoire seules sont rarement suffisantes en pratique. On doit donc s'appuyer sur l'utilisation de techniques d'essais en place et de corrélations empiriques basées sur des observations de terrain et des comparaisons avec les résultats d'études de laboratoire fondamentales. Les essais en place les plus souvent employés sont l'essai de pénétration standard (SPT) et l'essai de pénétration au cône (CPT ou CPTU) comme décrits dans la section 3.5.3.

Les corrélations empiriques entre la résistance à la pénétration in situ et la résistance à la liquéfaction (résistance cyclique) sont basées surtout sur les travaux de Seed (1979), Seed & de Alba (1986) et Ishihara (1993). Des exemples de ce genre de diagrammes sont présentés à la figure 2.2. Les points sont relativement peu nombreux et assez éloignés, mais les observations obtenues des séismes précédents semblent indiquer que les sols granulaires, de densité relative plus grande que 75 % ou présentant un indice de pénétration SPT modifié  $(N_1)_{60}$  supérieur à 25, ne se liquéfient pas pour un séisme d'une magnitude Richter de 7,5 ou moins.

Les sols argileux ne se liquéfient pas, mais il y a normalement une diminution de la résistance statique non drainée à cause de chargements cycliques non drainés antérieurs. Les argiles très sensibles (à réaction rapide) et les sables et silts peu denses peuvent se liquéfier et couler sous un chargement monotone seulement. Si la déformation à la résistance maximale est dépassée, le squelette du sol tend à s'effondrer et de grandes surpressions interstitielles se développent (liquéfaction statique qui peut résulter en un glissement par écoulement).

### **2.5.3. Analyses de déformation de la fondation**

Les barrages en remblai sur des fondations de sol subissent des tassements (verticaux), des distorsions dues au cisaillement et un étalement latéral. La valeur estimée du tassement vertical de la crête après construction doit être compensée par une cambrure adéquate de façon à ce que la revanche ne soit pas en dessous des valeurs exigées. Les tassements différentiels dans les directions longitudinale et transversale durant et après la construction sont encore plus préoccupants. Ils créent des distorsions additionnelles de cisaillement dans la masse du barrage et peuvent conduire à une fissuration préjudiciable. Les déformations s'accroissent si la

number of load cycles, the design earthquake used in the liquefaction stability analyses should not only be specified in terms of imposed shear stress level in the foundation but also by the number of cycles (i.e. earthquake duration and dominant frequencies).

Experience indicates that even deposits containing coarse materials are susceptible to loss of stiffness and resistance during rapid cyclic loading. However, granular soils with high permeability will manage to dissipate parts of the excess pore pressures as they build up during the earthquake.

Liquefaction resistance of a deposit (foundation layer or seam) may be studied and predicted based on laboratory tests on representative samples from the deposit. However, due to the difficulties with obtaining undisturbed samples of granular soils, laboratory studies alone are rarely sufficient in practice. One must rely on the use of in situ testing techniques and empirical correlations that are based on field observations and comparisons with results from fundamental laboratory studies. The in situ tests most often used are the Standard Penetration Test (SPT) and the Cone Penetration Test (CPT and CPTU) as described in Section 3.5.3.

Empirical correlations between in situ penetration resistance and liquefaction resistance (cyclic strength) are mainly based on the works by Seed (1979b), Seed & de Alba (1986), and Ishihara (1993). Examples of such design diagrams are shown in Fig. 2.2. Data points are relatively few and scattered, but observations from previous earthquakes seem to show that granular soils of relative density higher than 75 % or with a modified SPT-penetration index  $(N_1)_{60}$  higher than 25, will not liquefy for an earthquake of Richter magnitude 7.5 or smaller.

Clayey soils do not liquefy, but there is usually a reduction in static undrained strength due to previous undrained cyclic loading. Very sensitive clays (quick clays) and loose sands and silts may liquefy and flow due to monotonic loading alone. If the strain at peak strength is passed, the soil skeleton tends to collapse, and large excess pore pressures develop (static liquefaction which may result in a flow slide).

### **2.5.3. Foundation deformation analyses**

Embankment dams on soil foundations experience (vertical) settlements, shear distortions, and lateral spreading. The estimated post-construction vertical settling of the crest must be compensated for by adequate camber so as not to reduce the freeboard below specified limits. Of more concern are the during- and post-construction differential settlements in the longitudinal and transverse directions. They introduce additional shear distortions in the dam body and may lead to detrimental cracking. Distortions are accentuated if the soil compressibility varies greatly under the dam and significant variations occur in the soil above bedrock or

compressibilité du sol varie beaucoup sous le barrage et si des variations significatives se retrouvent dans le sol au-dessus du roc ou de la couche ferme.

Une préoccupation particulière a trait à la présence de sols à structure d'effondrement qui provoquent de grandes déformations instantanées dans la fondation du barrage au moment où le sol est humidifié par le remplissage du réservoir. Des exemples typiques sont les loess, les sables peu denses cimentés par des sels solubles, les latérites et les argiles smectitiques (gonflantes); de tels sols devraient être enlevés ou traités à l'aide d'une des méthodes décrites au chapitre 4.

On peut souvent obtenir des évaluations raisonnables des tassements de la fondation par une simple analyse en compression uni-dimensionnelle. L'évaluation doit tenir compte de la variation du module de compression avec la profondeur et des contraintes verticales effectives imposées. La méthode des éléments finis (Duncan, 1992) est utilisée pour des analyses en deux ou trois dimensions avec un comportement non linéaire de la courbe effort-déformation. On doit alors modéliser la structure du barrage sur la fondation pour obtenir l'interaction mutuelle entre le barrage et la fondation. Cette interaction influence les déformations qui se produisent dans la fondation et la répartition contrainte-déformation à l'intérieur de la masse du barrage.

Pour les analyses en deux ou trois dimensions, une évaluation préliminaire des déformations peut être obtenue en utilisant des solutions disponibles basées sur la théorie linéaire de l'élasticité (Poulos & Davis, 1974). On peut utiliser une série d'augmentations linéaires avec différents modules pour produire une analyse de déformation couvrant toute la gamme des contraintes.

La détermination de caractéristiques appropriées contrainte-déformation pour les matériaux constituant la fondation demeure la partie la plus difficile des analyses de déformation. Ce sujet est discuté dans les sections 3.5 et 3.6. Le choix des propriétés de résistance et de déformation pour les matériaux intermédiaires entre le roc et les sols présente aussi des problèmes particuliers. Jusqu'à très récemment, peu de recherche comprenait des études systématiques des propriétés géotechniques des matériaux (Anagnostopoulos et al, 1993 ; Cripps et al, 1990).

Les analyses de déformation de la fondation peuvent être calibrées et améliorées en ajustant les paramètres intrants durant les premières étapes de la construction après avoir mesuré les déformations réelles sur le terrain. Ainsi, il est possible de mieux prévoir les déformations finales, y compris les effets de la mise en eau du réservoir.

Pour les barrages en béton, surtout les barrages-voûtes (mais aussi pour les barrages en remblai de grande hauteur), les discontinuités dans la masse rocheuse sont une considération essentielle dans l'analyse des déformations de la fondation parce qu'elles diminuent le module de déformation par rapport à celui du roc intact. Von Thun & Tarbox (1971) ont mis au point « l'index des joints de cisaillement », méthode permettant d'évaluer les modules de déformation à travers une fondation hétérogène en assignant des valeurs numériques à chaque discontinuité. Cependant, dans le cas des barrages-voûtes, un module de déformation du roc relativement faible peut en fait être avantageux puisque, lors de la déformation du roc sous une

firm stratum.

Of special concern is the presence of collapsible soils which cause large instantaneous deformations in the dam foundation when the soil is soaked by the reservoir filling. Typical examples are loess, loose sands cemented by soluble salts, laterites and smectitic (swelling) clays; such soils should be removed or treated by one of the methods described in Chapter 4.

Reasonable estimates of foundation settlements may often be obtained by a simple one-dimensional compression analysis. It should incorporate the variation in compression modulus with depth and imposed vertical effective stress. For two- and three-dimensional analyses including non-linear stress-strain behavior, the finite element method is used (e.g. Duncan, 1992). One should then also model the dam structure on top of the foundation to get the mutual interaction between the dam and the foundation. This interaction affects the deformations that occur in the foundation and the stress and strain distribution inside the dam body.

For some two- and three-dimensional situations preliminary estimates of deformations may be obtained by using available solutions from the linear theory of elasticity (e.g. Poulos & Davis, 1974). One may use a succession of linear increments with different moduli to build up a deformation analysis for the full stress range.

The most difficult part of the deformation analyses is the determination of appropriate stress-strain properties for the materials in the foundation. This topic is discussed in Sections 3.5 and 3.6. The determination of strength and deformation properties for materials intermediate between rocks and soils presents special problems. Until fairly recently very little research has included systematic studies of their geotechnical properties (Anagnostopoulos et al., 1993, Cripps et al., 1990).

The foundation deformation analyses may be calibrated and improved by adjusting the input parameters during the early stages of construction after measuring the actual deformations in the field. Thus, better predictions of ultimate deformations may be made, including the effects from reservoir filling.

For concrete dams, especially for arch dams, (but also for high embankment dams), important considerations in the analysis of foundation deformations are discontinuities in the rock mass because these greatly reduce the deformation modulus in comparison with that of the intact rock. Von Thun & Tarbox (1971) developed the " Joint Shear Index " method to estimate the deformation moduli throughout a heterogeneous foundation by assigning numerical values to each discontinuity. However, for the case of arch dams, a relatively low rock-deformation modulus can actually be beneficial because as the rock deforms under load, a hinge action can develop at the arch abutment which tends to relieve moments which

charge, une action de charnière peut se développer au contrefort de la voûte qui a tendance à relâcher les moments qui autrement pourraient provoquer de grandes contraintes. Un module de déformation béton-roc de l'ordre de 2 ou 3 à 1 est considéré souhaitable. Un roc dur, presque homogène, qui présente un module de déformation égal à celui du béton, constitue une condition de contrefort rigide et tend à provoquer des efforts de tension à l'appui extradors de la voûte. Un module très faible, moins de 3 à 4 GPa, peut exiger des techniques de conception spéciales, mais des barrages-voûtes ont été conçus et construits sur du roc présentant de tels modules faibles (Copen & Scrivner, 1970).

#### **2.5.4. Analyses d'écoulement des eaux à travers la fondation**

Des analyses d'écoulement des eaux à travers la fondation et les appuis sont nécessaires pour évaluer les pertes par infiltrations, les pressions interstitielles et les pressions dans les joints, le soulèvement, et les gradients hydrauliques à des endroits critiques. L'instabilité potentielle reliée à des gradients hydrauliques de sortie pouvant causer de l'érosion rétrogressive et des conditions de renard représente une préoccupation particulière. (Il est à noter que les pressions interstitielles et les pressions de soulèvement sont toutes les deux des pressions hydrauliques; le premier terme concerne les pressions dans les vides du sol et dans les joints du roc alors que le second traite des pressions agissant perpendiculairement à la base imperméable d'une structure).

On doit éviter les pressions hydrauliques élevées sous l'épaulement aval d'un barrage en remblai. Cependant, le gradient hydraulique de sortie est plus important que la pression absolue parce que des gradients hydrauliques excessifs dans le cas de matériaux de fondation érodables ou de remplissage de joints peuvent conduire au phénomène de renard et éventuellement à des taux d'infiltration alarmants (voir aussi section 3.3.2). Pour cette raison, les débits d'infiltration doivent être suivis régulièrement pour déceler au plus tôt les changements; de cette façon des mesures correctrices peuvent être prises pour éviter le risque de lessivage des particules fines de la fondation ou de l'interface barrage/fondation. Les barrages en enrochement avec un masque imperméable amont constituent un cas particulier parmi les barrages en remblai à cause de la facilité de drainage d'un enrochement zoné, mais il faut accorder une attention particulière à la région de la plinthe où les gradients hydrauliques dans la fondation sont passablement plus grands que dans le cas des barrages en remblai avec noyau conventionnel (incliné ou central).

Dans les dépôts de sols transportés, le profil de la fondation est idéalisé et le système est analysé comme un milieu continu en couches, souvent modélisé avec une perméabilité anisotrope. D'importantes couches ou lentilles locales perméables ou imperméables (contrastes de perméabilité) peuvent être ignorées dans le modèle et les résultats prédits peuvent s'écarter de façon significative des conditions observées. C'est pourquoi une étude de sensibilité devrait être faite pour inclure des conditions possibles, mais pas encore éliminées par les investigations sur le terrain. Ces analyses fournissent le support pour décider de l'ampleur du traitement de fondation requis pour satisfaire les critères de conception (chapitre 4).



otherwise could produce high stresses. A concrete-to-rock deformation modulus of 2 or 3 to 1 is considered desirable. A hard, nearly homogeneous rock, that has a deformation modulus equal to that of concrete, results in a rigid abutment condition and tends to induce tensile stresses at the abutment extrados of an arch. A very low modulus, less than 3 to 4 GPa, may call for special design techniques, but arch dams have been designed and constructed on rock with these low moduli (Copen & Scrivner, 1970).

#### **2.5.4. Foundation seepage analyses**

Analyses of seepage through the dam foundation and abutments are required to estimate seepage losses, pore-water and rock-joint-water pressures, uplift, and hydraulic gradients at critical locations. Of particular concern is potential instability due to localized downstream exit gradients causing backward erosion and piping conditions. (Note that pore-water and uplift pressures are both hydraulic pressures, but the first term is used for the pressure in the soil interstices and rock joints, whereas the second term is generally used for pressures acting normal to the impervious base of a structure).

High hydraulic pressures should be avoided beneath the downstream shell of an embankment dam. However, more important than the absolute value is the hydraulic exit gradient, because in the case of erodible foundation materials or joint fillings excessive gradients can lead to piping and eventually to alarming rates of seepage (see also Section 3.3.2). For this reason seepage quantities must be monitored regularly in order to detect changes at an early stage, such that countermeasures can be taken to avoid the risk of washing out fines in the foundation or the dam/foundation interface. Rockfill dams with an upstream impervious facing are special among embankment dams because of the drainage ability of the zoned rockfill, but special attention must be given to the plinth area where the hydraulic gradients in the foundation are considerably higher than for conventional impervious (inclined or central) core dams.

In transported soil deposits, the foundation profile is idealized and the system is analyzed as a layered continuum, often modelled with anisotropic permeability. Important local pervious or impervious seams (permeability contrasts) may be missed in the modelling, and the predicted results may deviate significantly from observed conditions. Therefore, a sensitivity study should be performed to include postulated conditions not yet eliminated by the field investigations. The analyses provide the background for deciding the extent of foundation treatment required to satisfy the design criteria (Chapter 4).

Dans les sols, l'écoulement de l'eau peut être étudié par des analyses en milieu continu en utilisant la procédure graphique itérative des réseaux d'écoulement ou des analyses numériques avec les méthodes des éléments finis ou des différences finies (Cedergren, 1989). Il existe des solutions toutes faites sous forme de diagramme pour un certain nombre de situations typiques. L'utilisation de modèles physiques ou d'analogues électriques est maintenant rare en raison de la disponibilité de puissantes techniques d'analyse numérique programmées pour l'ordinateur.

Dans les fondations rocheuses, il est nécessaire d'identifier les joints et les fractures perméables pour obtenir une évaluation réaliste de la perte par infiltration et des pressions hydrauliques dans les fissures. Dans le cas des barrages en remblai où le noyau repose sur le roc, il est préférable de rendre imperméable le contact noyau-roc. Les failles, joints et fractures doivent être nettoyés et traités en surface avec du béton, de l'asphalte ou des produits servant à sceller la surface du roc (voir le chapitre 4 pour plus de détails).

La conductivité hydraulique des joints est discutée dans la section 3.6.6. Lorsque l'espacement des joints est petit comparé à la dimension de la masse rocheuse à l'étude et que leur orientation est assez erratique, l'esquisse de réseaux d'écoulement peut être utile considérant les propriétés hydrauliques d'un milieu continu équivalent. Cependant, plusieurs situations demandent d'incorporer les discontinuités dans le modèle mathématique de façon explicite. Ceci est réalisé soit en ajoutant une interface spéciale ou des éléments de joint dans un code des éléments finis soit en utilisant un code d'éléments distincts (Hart et al, 1990). La dernière méthode permet de modéliser la structure réelle d'un massif rocheux constitué de blocs individuels et peut aussi englober la perméabilité des blocs eux-mêmes, si l'exercice s'avère intéressant (modèle à double porosité). L'écoulement à travers les joints discrets du roc est un problème en trois dimensions et doit être modélisé en conséquence.

Il est important d'insister sur le fait que le coefficient de sécurité par rapport aux conditions de renard et à l'érosion souterraine peut seulement être évalué grossièrement, peu importe le moyen existant théorique (numérique). Souvent plusieurs lignes de défense doivent être utilisées, tapis imperméable, mur étanche et rideau d'injection (amortisseur), tapis de drainage et puits de relâchement des pressions, tranchée de drainage, filtres et possiblement une berme aval.

In soils, the flow regime may be studied by continuum analyses using the graphical iterative procedure of flow net sketching or numerical analyses using the finite element or finite difference methods (Cedergren, 1989). For a number of typical situations worked-out solutions exist, presented in diagrammatic form. The use of physical models or electrical analogues is now rare due to the availability of powerful numerical analysis techniques programmed for the computer.

In rock foundations, conductive joints and cracks must be identified to get a realistic evaluation of the seepage loss and rock-joint-water pressures. For embankment dams where the core rests on rock, the core-rock contact is preferably rendered impervious. Faults, joints and cracks must be cleaned and surface treated with concrete, asphalt or grouting compound to seal the rock surface (see Chapter 4 for further details).

The hydraulic conductivity of joints is discussed in Section 3.6.6. When the joint spacing is small compared to the size of the rock mass under study and the orientation fairly random, flow net sketching may be useful considering the hydraulic properties of an equivalent continuum. However, many situations call for the incorporation of the discontinuities in an explicit fashion in the mathematical model. This is done either by adding special interface or joint elements in a finite element code or by using a distinct element code (Hart et al., 1988). The latter method allows modelling of the actual structure of a rock mass made up of individual blocks and may also incorporate the permeability of the blocks themselves, if that is significant (double porosity modelling). Flow through discrete rock joints is a three-dimensional problem and should be modelled accordingly.

It should be emphasized that the factor of safety with respect to piping and subsurface erosion can only be roughly evaluated by any existing theoretical (numerical) means. Often multiple lines of defense must be used, e.g. impervious blanket, cut-off wall and grout curtain (buffer), drainage blanket and relief wells, drainage trench, filters, and possibly a downstream berm.



Fig. 2.1.

Potential slip surfaces used in limiting equilibrium analyses  
*Surface de glissement potentielle utilisée pour limiter les analyses d'équilibre*

- |                                                     |                                                                   |
|-----------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|
| 1) Upstream slope failure (sliding block)           | 1) Rupture de pente amont (glissement)                            |
| 2) Downstream slope failure (rotational)            | 2) Rupture de pente aval (rotation)                               |
| 3) Failure surface through weak layer in foundation | 3) Surface de rupture à travers une couche faible de la fondation |

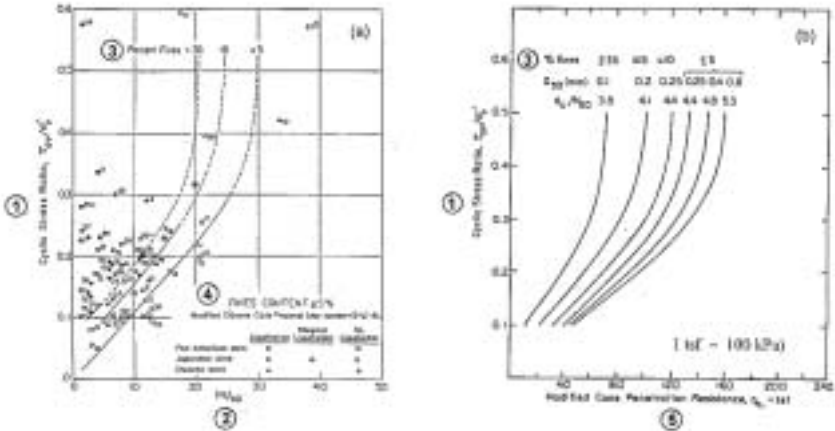


Fig. 2.2.

Evaluating liquefaction resistance from SPT and CPT (after Seed & de Alba, 1986)  
*Évaluation de la résistance à la liquéfaction à partir des SPT et CPT (d'après Seed & de Alba, 1986)*

- |                                                                                                                                       |                                                                                                                                                         |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| a) Relationship between stress ratio causing liquefaction and $N_1$ values for silty sands for $M = 7.5$ earthquakes                  | a) Relation entre le taux de contrainte causant la liquéfaction et les valeurs $N_1$ pour des sables silteux pour un tremblement de terre $M = 7,5$     |
| b) Relationship between stress ratio causing liquefaction and cone tip resistance for sands and silty sands for $M = 7.5$ earthquakes | b) Relation entre le taux de contrainte causant la liquéfaction et la résistance au cône pour des sables silteux pour un tremblement de terre $M = 7,5$ |
- 
- |                                               |                                                          |
|-----------------------------------------------|----------------------------------------------------------|
| 1) Cyclic stress ratio, $\tau_{av}/\sigma'_o$ | 1) Rapport de contrainte cyclique, $\tau_{av}/\sigma'_o$ |
| 2) Standardized blow count for SPT            | 2) Comptages des coups standardisés de SPT               |
| 3) Percent fines                              | 3) Pourcentage des fines                                 |
| 4) Fines content, %                           | 4) Contenu des fines, %                                  |
| 5) Modified cone resistance, $q_c$ , tsf      | 5) Résistance au cône modifiée, $q_c$ , tsf              |

## 2.6. REFERENCES

- ANAGNOSTOPOULOS, A., SCHLOSSER, F., KALTEZIOTIS, N. & FRANK, R. (editors), 1993. *Geotechnical Engineering of Hard Soils - Soft Rocks*, 2 vols., Balkema
- ANGUITA, P. ALVAREZ, L. & VIDAL, L., 1993. Two Chilean CFRDs designed on riverbed alluviums. *Proc. Int. Symp. High Earth-Rockfill Dams*, Beijing, 1:83-95.
- ASTETE, J., SAN MARTIN, L. & ALVAREZ, L., 1992. The Santa Juana CFRD for irrigation in northern Chile. *Intl. Water Power & Dam Construction*, Vol. 44, April, pp.42-44.
- CEDERGRÉN, H.R., 1989. *Seepage, Drainage and Flow Nets*. 3<sup>rd</sup> ed., John Wiley & Sons, New York,
- COPEN, M.D. & SCRIVNER, L.R., 1970. Arch dam design: State-of-the-art. *J. Power Div., ASCE*, 96(PO1):93-108.
- CRIPPS, J.C., COULTHARD, J.M., CULSHAW, M.G., FORSTER, A., HENCHER, S.R. & MOON, C.F. (editors), 1993. *The Engineering Geology of Weak Rock*. Eng. Geology Special Publ. No. 8, Balkema
- CULSHAW, M.G. & WALTHAM, A.C., 1987. Natural and artificial cavities as ground engineering hazards. *Quart. J. Eng. Geology*, 20(2):139-150.
- CUNDALL, P.A., 1976. Computer interactive graphics and the distinct element method. In: *Rock Engineering for Foundations and Slopes*. Proc. ASCE Specialty Conf., Boulder, CO, 2:193-199.
- DUNCAN, J.M., 1992. State-of-the-art: Static stability and deformation analysis. In: *Stability and Performance of Slopes and Embankments-II*. R.B. Seed & R.W. Boulanger, eds., ASCE Geotechnical Special Publication No. 31, 1: 222-266.
- GOODMAN, R.E., 1989. *Introduction to Rock Mechanics*, 2<sup>nd</sup> ed., Wiley.
- HART, R.D., CUNDALL, P.A. & LEMOS, J.D., 1988. Formulation of a three-dimensional distinct element model, part II. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 25(3):117-125.
- HATTON, J.W., FOSTER, P.F. & THOMSON, R., 1991. The influence of foundation conditions on the design of Clyde dam. *Trans. 17<sup>th</sup> ICOLD*, Vienna, 1:157-178.
- HØEG, K. & MURARKA, R.P., 1974. Probabilistic analysis and design of a retaining wall. *J. Geotech. Eng. Div., ASCE*, 100 (GT3):349-366.
- ICOLD, 1993. *Rock Foundations for Dams.*, Bulletin 88 (by P. Londe), Int. Commission on Large Dams, Paris, 241 p.

ISHIHARA, K., 1993. Liquefaction and flow failure during earthquakes (33<sup>rd</sup> Rankine Lecture). *Géotechnique*, 43(3):351-415.

JAMES, A.N. & LUPTON, A.R.R. 1978. Gypsum and anhydrite in foundations of hydraulic structures. *Géotechnique*, 28:249-272.

JANBU, N., 1983. Slope stability computations. In: *Embankment Dam Engineering* (Casagrande Volume) R. Hirschfeld & S. Poulos, eds., pp. 47-86, Wiley, New York.

LAROCQUE, G.S., 1991. Dams on difficult foundations. General Report Q.66, Trans. 17<sup>th</sup> ICOLD, Vienna, 3:1831-1907.

LEGGET, R.F. & KARROW, P.F., 1983. *Handbook of Geology in Civil Engineering*. McGraw-Hill, New York.

LEMONS, J.V., HART, R.D. & CUNDALL, P.A., 1985. A generalized distinct element program for modelling jointed rock mass - A keynote lecture. *Proc. Int. Symp. Fundamentals of Rock Joints*, Björkliden, pp. 335-343.

LONDE, P., 1987. The Malpasset dam failure. *Engineering Geology*, 24:295-329.

MELLO, V.F.B. DE, 1977. Reflections on design decisions of practical significance to embankment dams. (17<sup>th</sup> Rankine Lecture), *Géotechnique*, 27(3):281-355.

MORGENSTERN, N.R. & PRICE, V.E., 1965. "The analysis of the stability of general slip surfaces", *Géotechnique*, 15 (1):79-93.

NOGUERA, G., VIDAL, L. & RODRÍGUEZ, F., 1993. Design feature in the foundation of Puclaro dam. *Proc. Int. Symp. High Earth-Rockfill Dams*, Beijing, 3:64-73.

PECK, R.B., 1980. "Where has all the judgement gone?", *Can. Geotech. J.*, 17 (4):584-590.

PIRCHER, W., 1982. Influence of geology and geotechnics on the design of dams. General Report Q.53, Trans. 14<sup>th</sup> ICOLD, Rio de Janeiro, 2:1019-1114.

POTTS, D.M., DOUNIA, G.T. & VAUGHAN, P.R., 1990. Finite element studies of progressive failure of Carsington embankment, *Géotechnique*, Vol. 40 (1), pp. 79-101

POULOS, H.G. & DAVIS, E.H., 1974. *Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics*. Wiley, New York.

POULOS, S.J., 1988. Strength for static and dynamic stability analysis. In: *Hydraulic Fill Structures*. D.J.A. Van Zyl & S.G.Vick, eds., ASCE Geotechnical Special Publication No. 21, pp. 452—474

- REDFIELD, R.C., 1968. Brantley reservoir site - an investigation of evaporite and carbonate facies. *Bull. Assoc. Engineering Geologists*, 6:14-30.
- SEED, H.B. 1979a. Consideration in the earthquake resistant design of earth and rockfill dams (19<sup>th</sup> Rankine Lecture). *Géotechnique*, 29:215-263.
- SEED, H.B. 1979b. Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes, *J.Geotech. Engrg. Div., ASCE*, 105 (GT2): 201-255.
- SEED, H.B., 1983. Earthquake-resistant design of earth dams. In: *Seismic Design of Embankments and Caverns*. T.R. Howard, ed., ASCE, pp. 41-64.
- SEED, H.B. & DE ALBA, 1986. Use of the SPT and CPT tests for evaluating the liquefaction resistance of sands. In: *Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering*. S.P. Clemence, ed., ASCE Geotechnical Special Publication No. 6, American Society of Civil Engineers, New York, pp. 281-302.
- SIERRA, J.M., RAMIREZ, C.A. & HACELOS, J.E., 1985. Design features of Salvajina dam. In: *Concrete Face Rockfill Dams – Design, Construction, and Performance*, J.B. Cooke & J.L. Sherard, eds., American Society of Civil Engineers, New York, N.Y., pp. 266-285.
- SKEMPTON, A.W. & VAUGHAN, P.R., 1993. The failure of Carsington Dam, *Géotechnique*, 43:151-174.
- SPENCER, E., 1981. Slip circles and critical shear planes. *J. Geotech. Eng., ASCE*, 107(7): 929-942.
- STARK, T.D. & HISHAM, T.E., 1994. “ Drained residual strength of soils ”, *J.Geotech. Eng., ASCE*, 120(5):856—871.
- TERZAGHI, K., 1929. Effect of minor geologic details on the safety of dams. *American Inst. Mining and Metallurgical Engineers, Tech. Publ.* 215, pp. 31-44.
- TERZAGHI, K., PECK, R.B. & MESRI, G., 1996. *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 3<sup>rd</sup> ed., Wiley
- VON THUN, J.L. & TARBOX, G.S., 1971. Deformation moduli determined by joint-shear index and shear catalog. *Proc. Symp. Int. Soc. Rock Mech.*, Nancy, Paper II-23.

---

## 3. INVESTIGATIONS GÉOLOGIQUES ET DES MATÉRIAUX

---

### 3.1. GÉNÉRALITÉS

#### 3.1.1. Méthodes d'investigations et façon pour obtenir l'information géologique et des matériaux

L'objectif des activités d'une investigation géologique et des matériaux est de collecter des données géologiques et des matériaux suffisantes et adéquates, existantes et nouvelles, afin de caractériser adéquatement le terrain de sorte que les prédictions du comportement du terrain pour toutes les considérations géologiques ayant un rapport avec la fondation du barrage puissent être établies. Ceci est le contenu des tâches 3 et 4 (tableau 1.2). Ces tâches nécessitent une approche multidisciplinaire impliquant plusieurs types de spécialistes, spécialement pour de grands projets et ou des environnements géologiques plus complexes.

Les données requises pour toutes les considérations géologiques doivent être proprement fusionnées et coordonnées pour cet effort, avec des programmes de laboratoire et de terrain et des opérations bien organisées et interactives, afin de fournir toutes les données requises d'une façon efficace et techniquement solide. Les données obtenues à partir des activités d'investigation doivent réduire les incertitudes géologiques et géotechniques à un niveau qui est compatible avec l'importance de la structure et du niveau de risque de la zone à l'aval. Les incertitudes restantes ne doivent pas, à une date ultérieure, affecter négativement la performance du barrage au point de diminuer possiblement sa sécurité.

Il y a plusieurs méthodes différentes d'acquisition de données géologiques et de façons de déterminer les propriétés des matériaux. Environ 300 différentes méthodes sont énumérées dans le guide ASCE pour planifier et concevoir les développements hydroélectriques (ASCE, 1989). Les techniques pour collecter ce type de données se sont améliorées continuellement, et les investigateurs doivent prendre conscience eux-mêmes des derniers développements. Ces méthodes et façons ont été classifiées dans les groupes suivants (les exemples de méthodes bien connues, appartenant à chaque groupe, sont indiqués entre parenthèses; pour plus de détails, la source d'origine doit être consultée).

#### **Les méthodes pour acquérir de nouvelles données sont :**

- sur le terrain (levés classiques de terrain et de télédétection)
- sur la pétrographie et la minéralogie (analyse des lames minces, diffraction par rayon X, cristallographie et analyses chimiques)
- sur la structure géologique, la stratigraphie et la présence de fluide dans le sol (cartographie géologique de surface, carotte de forage et «wireline logging»)
- sur la composition et les propriétés des fluides dans le sol (analyses chimiques)



---

## 3. GEOLOGICAL AND MATERIALS INVESTIGATIONS

---

### 3.1. GENERAL

#### 3.1.1. Investigation methods and ways to gather geological and materials information

The objective of geologic and material investigation activities is to collect appropriate and sufficient geologic and material data, both existing and new, to characterize adequately the ground body so that predictions of ground behavior for all geologic considerations relevant to the foundation of the dam can be made. This is the content of Tasks 3 and 4 (Table 1.2). These tasks require a multidisciplinary approach involving various kinds of specialists, especially with larger schemes and more complex geological environments.

Data needs for all geologic considerations must be properly merged and coordinated for this effort, with field and laboratory programs and operations well organized and interactive, so as to supply all needed data in an efficient and technically sound manner. Data obtained from the investigation activities must reduce geologic and geotechnical uncertainties to a level which is compatible with the importance of the structure and the risk level to the downstream area. Remaining uncertainties must not, at a later date, affect negatively the performance of the dam to the point of possibly impairing its safety.

There are many different methods of geologic data acquisition and ways to determine material properties. About 300 different methods are listed in the ASCE guidelines for planning and designing hydroelectric developments (ASCE, 1989). Techniques to collect this type of data are being improved continually, and investigators must make themselves aware of the latest advancements. These methods and ways have been classified into the following groups (Examples of well-known methods belonging to each group are given in parentheses; for more details the original source must be consulted):

#### **Methods to acquire new data:**

- on terrain (classical field and remote sensing surveys)
- on petrography and mineralogy (thin section analysis, X-ray diffraction, crystallographic and chemical analyses)
- on geologic structure, stratigraphy and ground fluid occurrence (surface geologic mapping, borehole core and wireline logging)
- on composition and properties of ground fluids (chemical analyses)

- sur les matériaux solides (essais mécaniques en forages et échantillonnage, propriétés mécaniques de la roche, contraintes, essais de déformation et de perméabilité; essais de chargement, levés géophysiques)
- sur l'état des systèmes d'énergie
  - pression (les niveaux de la nappe d'eau, pressions interstitielles et mesures des contraintes in situ lorsque possible)
  - mouvement-déplacement du terrain (relevé de niveau, de collimation et de triangulation, extensomètre et mesure de tassement)
  - écoulement des fluides (techniques de traçage)
  - vibrationnel (sismographes)
- sur l'âge géologique (études sur les séquences stratigraphiques et structurales relatives, plusieurs techniques de datation si possible, e.g., carbone, pollen, etc.).

### **Façons pour accéder à la géologie :**

- pour observations directes (coupes de routes, tranchées, galerie d'exploration)
- pour observations indirectes (sondages, essais, forage).

### **Façons pour échantillonner le matériel géologique:**

- de la surface-solides (échantillons de blocs);
- de la surface du sol des fonds marins-solides (bennes mécaniques);
- des forages-solides (carottier);
- des forages-liquides (échantillonneur «bailer»).

Ces méthodes et façons ne seront pas toutes exigées pour chaque investigation de fondation d'un barrage. Seules les données qui ont rapport à la compréhension et prédiction de la réponse de la fondation aux nouvelles conditions physiques imposées (e.g., poids de surcharge, régime de l'eau souterraine) doivent être collectées. Les géologues et ingénieurs ayant moins d'expérience ont tendance à prélever autant que possible de chaque type de donnée utilisant autant de méthodes de collection, d'analyse, et d'essais possibles au lieu de définir en premier lieu les objectifs actuels de l'investigation et ainsi d'identifier la façon la plus souhaitable pour obtenir les données requises. Pour des situations géologiques difficiles et inhabituelles, le lecteur doit prendre conscience que des techniques et des outils d'investigation hautement spécialisés sont disponibles pour aider à l'acquisition des données.

Dans les sections suivantes, quelques-unes des méthodes les plus communes sont décrites brièvement. Les titres donnés à ces sections reflètent les zones de spécialisation habituellement rencontrées pour les investigations de la fondation d'un barrage, i.e. géologique, hydrogéologique, géophysique et géotechnique, pour obtenir de nouvelles données sur la géologie du site, les états physiques, les propriétés, et principalement le comportement géomécanique possible des matériaux solides et des fluides dans le sol.

### **3.1.2. Activités séquentielles d'investigation**

La conception et la construction d'un équipement d'entreposage d'eau sont habituellement subdivisées en une séquence d'étapes distinctes pour fournir: (i) un

- on solid earth material (mechanical borehole tests and sampling, index properties, strength, deformation and permeability tests, plate load tests, geophysical surveys)
- on the state of energy systems
  - pressure (groundwater levels, pore water pressures and tests for in situ stresses inasfar as possible)
  - motion-displacement of solid earth (level, collimation, and triangulation surveys, extensometer and settlement devices)
  - flow of fluid (tracer techniques)
  - vibrational (seismographs)
- on geologic age (studies on relative stratigraphic and structural sequences, several dating techniques as applicable, e.g. carbon, pollen, etc.).

### **Ways to access geology:**

- for direct observation (road cuts, trenches, adits)
- for indirect observation (sounding, probing, drilling)

### **Ways to sample geologic materials:**

- from the surface - solids (block samples)
- from the submarine ground surface - solids (clam shell bucket)
- from the borehole - solids (core barrels)
- from the borehole - fluid (bailer sampler)

Not all of these methods and ways will be needed in any dam foundation investigation. Only those data which are relevant to the understanding and prediction of the response of the foundation to the imposed new physical conditions (e.g. surcharge loads, groundwater regime) have to be collected. Less experienced geologists and engineers have a tendency to collect as much of every type of data using as many methods of collection, analysis, and testing as possible instead of defining first the actual objectives of the investigation and then identifying the most suitable way to obtain the required data. For difficult and unusual geologic situations the reader should be aware that highly specialized investigation tools and techniques are available to help in data acquisition.

In the following sections some of the more common methods are described briefly. The headings given to these sections reflect the areas of specialization commonly encountered in dam foundation investigation, i.e. geological, hydrogeological, geophysical and geotechnical, to obtain new data on the site geology, the physical states, the properties, and principally the prospective geomechanical behavior of the solid earth materials and ground fluids.

### **3.1.2. Sequencing investigation activities**

Design and construction of a water storage facility is usually subdivided into a sequence of distinct stages to provide (i) a logical step-by-step development of

développement logique étape par étape des conceptions économiques et judicieuses avant la construction et (ii) un contrôle sur la cédule imposée pour achever l'équipement. Chaque étape possède son propre ensemble de buts décisionnels et à l'achèvement d'une étape, les activités nécessaires pour atteindre les buts décisionnels d'une étape suivante. L'évaluation de la fondation accompagne le processus de conception à partir des premiers concepts jusqu'à sa réalisation finale. Idéalement, il y a une interaction constante entre la conception et l'investigation de la fondation, à savoir, la conception a besoin d'être adaptée à une connaissance graduellement améliorée des conditions de la fondation et, réciproquement, les modifications ou une connaissance analytique améliorée de la conception peuvent demander une investigation supplémentaire. Les investigations de la fondation sont ordonnées d'une manière similaire au processus de conception. À la fin d'une étape, seulement les données qui supportent les objectifs de la conception et sont requises pour faire une décision (mais celles-ci doivent être compréhensives, i.e., appropriées à leur signification) doivent être disponibles. Les données requises dans seulement une des dernières étapes sont relevées à ce moment, à moins que cela vaille la peine de les collecter plus tôt à cause des contraintes de cédule.

La subdivision du processus de conception et d'investigation de la fondation simultanément conduite en étapes individuelles varie quelquefois de pays à pays (e.g. Back et al, 1982; Groupe de travail de "Agua y Energia Electrica", Argentine, 1982). Cependant, une séquence consistant en étape de pré-faisabilité, faisabilité, document d'appel d'offre de la conception (ou soumission), et construction, suivi par l'inspection de la performance et le suivi de l'instrumentation, a été largement adopté (Pircher, 1982). Un exemple représentatif (mais non concluant) de ce qui devrait être accompli dans les activités de fondation d'un barrage à chacune des différentes étapes est présenté au tableau 3.1. Ce tableau présente les buts décisionnels, les réalisations désirées, les activités communes (ou méthodes d'investigation) et les évaluations des coûts.

L'objectif de l'étape de pré-faisabilité pour les fondations d'un barrage est de définir les limites approximatives et la géologie générale du terrain aux sites choisis et de fournir une évaluation préliminaire des considérations géologiques. L'emplacement et le tracé des structures proposés peuvent encore changer. Les données géologiques et géotechniques requises pour l'étape suivante sont établies. L'étude de faisabilité est une analyse complète et une étude détaillée du projet considéré avec l'objectif de déterminer la faisabilité technique, environnementale et économique qui, à son tour, forme la base pour l'octroi des permis et du financement. Pour la fondation d'un barrage, ceci veut dire qu'il peut supporter la structure choisie du barrage et assure l'étanchéité, et que les déficiences identifiées ou potentielles de la fondation peuvent être suffisamment améliorées par un traitement approprié à un coût raisonnable. L'objectif majeur d'un document d'appel d'offre de conception est de finaliser la sélection et les spécifications pour les travaux de traitement de la fondation et à prédire la réponse et la performance de la fondation en ce qui concerne la stabilité, déformation et hydraulique souterraine. Finalement, l'étape de construction permet une validation de la caractérisation géologique et géotechnique du terrain et une estimation de l'efficacité des travaux d'amélioration de terrain spécifiés (voir tâche 11, tableau 1.2).

sound and economical designs prior to construction and (ii) control over the imposed schedule for completion of the facility. Each stage has its own set of decision goals and at completion of a stage determinations are made as to the activities needed to attain the decision goals of the next stage. Foundation evaluation accompanies the design process from the very first concepts to its successful completion. Ideally, there is a constant interaction between design and foundation investigation, that is, the design has to be adapted to the gradually improved knowledge of the foundation conditions and, conversely, design alterations or improved analytical knowledge may demand an expanded investigation. The foundation investigations are sequenced in a manner similar to the design process. At the end of a stage, only those data which support the design objectives and are needed for decision making (but these should be comprehensive, i.e. appropriate to their significance) must be available. Data required in only one of the later stages are collected at that time, unless it is worth collecting them earlier due to constraints in schedule.

The subdivision of the design process and of the simultaneously conducted foundation investigation into individual stages varies somewhat from country to country (e.g. Back et al., 1982; Groupe de Travail de "Agua y Energia Electrica," Argentine, 1982). However, a sequence consisting of pre-feasibility, feasibility, bid-document (or tender) design, and construction stage, followed by performance inspection and monitoring, has been widely adopted (Pircher, 1982). A representative (but not conclusive) example of what should be accomplished in dam foundation activities at each of the different stages is given in Table 3.1. It lists the decision goals, the desired achievements, the common activities (or methods of investigation), and the cost evaluations.

The objective of the pre-feasibility stage for dam foundations is to define the approximate limits and general geology of ground bodies at selected sites and to provide a preliminary appraisal of the geologic considerations. Siting and layout of proposed structures may still change. Geologic and geotechnical data requirements for the next stage are established. The feasibility study is a comprehensive analysis and detailed study of the contemplated project with the objective to determine technical, environmental, and economic feasibility which in turn forms the basis for granting of permits and financing. For the dam foundation this means that it can support the selected dam structure and ensure watertightness, and that identified or potential foundation deficiencies can be sufficiently improved by proper treatment at reasonable cost. The main objective of the bid-document design stage is to finalize the selection and specifications for foundation treatment works and to predict the response and performance of the foundation with respect to stability, deformation, and subsurface hydraulics. Finally, the construction stage permits a validation of the geological and geotechnical characterization of the ground body and an assessment of the efficiency of the specified ground improvement works (see Task 11, Table 1.2).

Les investigations de la fondation se poursuivent lors de la première mise en eau et au-delà, principalement avec les instruments d'auscultation installés lors de l'étape de construction, depuis la fondation, sauf dans d'éventuelles galeries, qui ne sont plus visibles ou accessibles.

Foundation investigation continues into first impounding and beyond, principally with monitoring instruments installed during the construction stage, since the foundation, except for possible galleries, is no longer visible or accessible.

Tableau 3.1.  
Étapes des investigations d'ingénierie de la fondation d'un barrage

<b>1. Étape d'avant-projet (pré faisabilité)</b>			
<b>BUTS DÉCISIONNELS</b>	<b>RÉALISATIONS DÉSIRÉES</b>	<b>ACTIVITÉS COMMUNES</b>	<b>ÉVALUATION DU COÛT</b>
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Sélection préliminaire du ou des sites de barrage</li> <li>• Type(s) de barrage et tracé tentatif avec les structures associées</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Évaluation générale du site de barrage en relation avec l'environnement géologique</li> <li>• Géologie globale et régionale</li> <li>• Sismicité générale et sismotectonique</li> <li>• Lithostratigraphie</li> <li>• Instabilité de terrain</li> <li>• Structures karstiques</li> <li>• Zones faibles et potentiellement problématiques</li> <li>• Profondeur d'altération</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Étude de toutes les cartes géologiques et tous les rapports</li> <li>• Photo-interprétation pour déterminer les structures géologiques majeures, la géomorphologie</li> <li>• Reconnaissance géologique de terrain et cartographie</li> <li>• Classification préliminaire des matériaux de fondation</li> <li>• Conditions hydrologiques générales</li> <li>• Choix des levés d'exploration géophysique</li> <li>• Quelques trous de forage judicieusement choisis</li> <li>• Rapport préliminaire sur la géologie régionale et spécifique au site</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Évaluation préliminaire pour comparaison avec les alternatives (type de fondation, traitement des fondations)</li> </ul>
<b>2. Étape de faisabilité</b>			
<b>BUTS DÉCISIONNELS</b>	<b>RÉALISATIONS DÉSIRÉES</b>	<b>ACTIVITÉS COMMUNES</b>	<b>ÉVALUATION DU COÛT</b>
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Comparaison des alternatives et décision finale du site, type de barrage et structures associées</li> <li>• Évaluation des caractéristiques du matériau de fondation</li> <li>• Détermination de la faisabilité économique et technique</li> <li>• Détermination de l'impact environnemental possible des activités de construction de la fondation du barrage</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Identification et évaluation préliminaire de l'impact des considérations géologiques générales</li> <li>• Identification et investigation détaillée de tous les éléments géologiques majeurs qui peuvent affecter le type, le tracé et la conception du barrage</li> <li>• Information juste sur l'épaisseur du mort-terrain et la profondeur d'excavation requise</li> <li>• Paramètres d'ingénierie approximatifs des matériaux de fondation. Classification des matériaux (zonage)</li> <li>• Identification des types et extension des travaux d'amélioration du sol</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Cartographie géologique additionnelle supportée par forages (qui inclut des essais de perméabilité et installation de piézomètres), puits d'exploration, tranchées et galeries d'exploration</li> <li>• Exploration et forages si possible, levés géophysiques (généralement traverses de réfraction sismique, possiblement aussi des sondages géoélectriques)</li> <li>• Étude hydrogéologique préliminaire</li> <li>• Premiers essais de laboratoire des matériaux de fondation provenant des puits d'exploration (sols) et forages (rocher). Habituellement pas d'essais géomécaniques in situ ou seulement sur une échelle très limitée</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Coûts relatifs des alternatives</li> <li>• Prix unitaire pour la préparation et le traitement de la fondation</li> </ul>



Table 3.1.  
Stages of dam foundation engineering investigations

<b>1. Prefeasibility stage</b>			
<b>DECISION GOALS</b>	<b>DESIRED ACHIEVEMENTS</b>	<b>COMMON ACTIVITES</b>	<b>COST EVALUATION</b>
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Preliminary selection of dam site</li> <li>• Type(s) of dam and tentative layout with appurtenant structures</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• General appraisal of dam site as related to geological environment</li> <li>• Global and regional geology</li> <li>• General seismicity and seismotectonics</li> <li>• Lithostratigraphy</li> <li>• Terrain instabilities</li> <li>• Karst features</li> <li>• Weak and potentially problematic zones</li> <li>• Depth of weathering</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Study of all relevant geologic maps and reports</li> <li>• Airphoto interpretation to determine major geologic structures, geomorphology</li> <li>• Geologic field reconnaissance and mapping</li> <li>• Preliminary classification of foundation materials</li> <li>• General groundwater conditions</li> <li>• Selection of exploration geophysical surveys</li> <li>• Few judicious drill holes</li> <li>• Preliminary report on regional and site-specific geology</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Preliminary evaluation for purpose of comparison with alternatives (foundation type, foundation treatment)</li> </ul>
<b>2. Feasibility stage</b>			
<b>DECISION GOALS</b>	<b>DESIRED ACHIEVEMENTS</b>	<b>COMMON ACTIVITES</b>	<b>COST EVALUATION</b>
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Comparison of alternatives and final decision on site, type of dam, and appurtenant structures</li> <li>• Evaluation of material characteristics in foundation</li> <li>• Assessment of technical and economic feasibility</li> <li>• Assessment of possible environmental impact of dam foundation construction activities</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Identification and preliminary evaluation of the impact of general geologic considerations</li> <li>• Identification and detailed investigation of all major geologic concerns which could affect type, layout, and design of dam</li> <li>• Reliable information on thickness of overburden and required excavation depth</li> <li>• Approximate engineering parameters of foundation materials. Material classification (zoning)</li> <li>• Identify likely types and extent of ground improvement works</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Complementary geological mapping supported by drillholes (which includes permeability testing and piezometer installations), test pits, trenches, and exploratory adits</li> <li>• Exploration and borehole (if possible) geophysical surveys (usually seismic refraction traverses, possibly also geoelectric soundings)</li> <li>• Preliminary groundwater study</li> <li>• Initial laboratory testing of foundation materials from test pits (soils) and drillholes (rock). Usually no in situ geomechanical tests or only on a very limited scale</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Relative costs among alternatives</li> <li>• Unit price for foundation preparation and treatment</li> </ul>

Tableau 3.1.  
*Étapes des investigations d'ingénierie de la fondation d'un barrage (suite)*

<b>3. Étape de document d'appel d'offre de la conception</b>			
<b>BUTS DÉCISIONNELS</b>	<b>RÉALISATIONS DÉSIRÉES</b>	<b>ACTIVITÉS COMMUNES</b>	<b>ÉVALUATION DU COÛT</b>
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Conception détaillée du barrage, les structures accessoires et le traitement des fondations</li> <li>• Dessin d'appel d'offres</li> <li>• Rapports géologiques et géotechniques de conception de soumission</li> <li>• Spécification technique pour la construction et le traitement des fondations</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Traits géologiques (lithologie, altération, caractéristiques des structures et discontinuités) de la fondation d'un barrage sont connus à un tel détail que les incertitudes restantes affectent avec un degré modéré les questions de dimensions, logistiques et coûts (rapport géologique final, cartes, modèle géologique final, etc.)</li> <li>• Prédiction de la stabilité et déformation de la fondation</li> <li>• Prédiction de l'hydraulique et des suintements souterrains (écoulement des nappes d'eau, karst, chemin d'écoulement potentiel, injectabilité et besoins de drainage)</li> <li>• Paramètres de conception finale pour les matériaux de fondation en ce qui concerne la résistance, la déformabilité et la perméabilité</li> <li>• Sélection finale (avec alternatives, si approprié) des travaux d'amélioration du sol</li> <li>• Prédiction quantifiée défensive des risques géologiques naturels relevés</li> <li>• Programme de construction de l'ingénieur-conseil pour les travaux d'amélioration du sol</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Investigations supplémentaires des traits géologiques spéciaux (inquiétudes), au moyen de forage possiblement spécialement orientés) galeries d'exploration, tranchées, puits et profils sismiques</li> <li>• Essais hydrogéologiques (essais de pompage, traceurs, modèles mathématiques, piézométrie)</li> <li>• Essais géomécaniques in situ dans les trous de forages et galeries d'exploration, cartographie structurale détaillée</li> <li>• Essais de laboratoire et mécaniques in situ sur les matériaux de fondation</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Estimé des coûts les plus intéressants pour une alternative de fondation choisie et les imprévus</li> </ul>

Tableau 3.1.  
Stages of dam foundation engineering investigations (continued)

<b>3. Bid-document design stage</b>			
<b>DECISION GOALS</b>	<b>DESIRED ACHIEVEMENTS</b>	<b>COMMON ACTIVITES</b>	<b>COST EVALUATION</b>
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Deatailed design of dam, appurtenant structures, and foundation treatment</li> <li>• Drawings for bid documents</li> <li>• Geological and geotechnical tender design reports</li> <li>• Specifications for foundation construction and treatment</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Geological features (lithology, weathering, characteristics of structures and discontinuities) of dam foundation are known to such details that the remaining uncertainties merely affect in moderate degree questions of dimensions, logistics and costs (final geological report, maps, final geological model, etc.)</li> <li>• Prediction of stability and deformation of foundation</li> <li>• Prediction of subsurface hydraulics and seepage (groundwater flow, karst, potential leakage paths, groutability and drainage requirements)</li> <li>• Final design parameters for foundation materials with respect to strength, deformability and permeability</li> <li>• Final selection (with alternatives if appropriate) of ground improvement works</li> <li>• Defensible, quantified predictions of relevant natural geological hazards</li> <li>• Designer's construction programs for ground improvement works</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Supplementary investigations of special geologic features (concerns) by means of drillholes (possibly specially oriented), adits, trenches, shafts, and seismic profiles</li> <li>• Hydrogeological tests (pumping tests, tracer test, mathematical modelling, piezometry)</li> <li>• In situ geomechanical tests in drill holes and adits, detailed structural mapping</li> <li>• Laboratory and in situ mechanical tests on foundation materials</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Best possible cost estimate for selected foundation alternative and contingenciess</li> </ul>

Tableau 3.1.  
Étapes des investigations d'ingénierie de la fondation d'un barrage (suite)

<b>4. Étape de construction</b>			
<b>BUTS DÉCISIONNELS</b>	<b>RÉALISATIONS DÉSIRÉES</b>	<b>ACTIVITÉS COMMUNES</b>	<b>ÉVALUATION DU COÛT</b>
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Validation de la caractérisation géologique et des prédictions du comportement du terrain</li> <li>• Changements ou modifications des travaux d'amélioration du sol s'ils s'avèrent nécessaires par de nouveaux faits révélés durant la construction</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Compréhension de la présence et la nature de toutes les structures et les discontinuités géologiques dans la fondation du barrage et leur pertinence sur la performance future de la fondation du barrage</li> <li>• Reconnaissance opportune des problèmes potentiels se rapportant aux traits géologiques mineurs dans la fondation avant le remplissage du réservoir</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Cartographie géologique détaillée de la fondation du barrage pour comparaison avec les interprétations de préexcavation</li> <li>• Installation d'équipements d'auscultation dans la fondation (pour la déformation, pressions interstitielles, fuites) et observation continue de ces équipements</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Coût de la soumission</li> <li>• Évaluation des réclamations</li> </ul>

### 3.2. INVESTIGATIONS GÉOLOGIQUES

#### 3.2.1. Importance de l'histoire géologique

La masse géologique du terrain peut être décrite par les quatre éléments clés suivants : (ASCE, 1989) (comparer aussi avec la section 2.1.1):

- le matériau solide de la terre (roc, dépôts de surface et matériaux spéciaux);
- le matériau fluide (eau, air, hydrocarbonne liquide et gazeux, etc.);
- la structure géologique (plis, fluages, fractures, cisaillements et fractures de cisaillement);
- la zone d'altération peu profonde (processus d'altération incluant la désintégration, érosion de surface et déposition, altération hydrothermale ainsi que les activités humaines et biotiques).

*Roc* est un terme géologique collectif qui inclut chacun des matériaux de la terre généralement lithifié, induré, ou cristallin qui compose l'écorce terrestre et se trouve sous les dépôts de surface, ou est exposé à la surface du sol tel en affleurement. *Les dépôts de surface* sont les matériaux de la terre relativement plus jeunes apparaissant sur ou près de la surface de la terre et recouvrant le rocher. Les deux classes majeures de dépôts de surface sont (1) dépôts transportés, généralement érodés ou résultant d'une masse délavée par l'eau, le vent, la glace, la gravité et l'intervention de l'humain, et (2) des dépôts sédentaires ou résiduels formés in situ résultant d'altération, d'évaporation, ou d'accumulation de matières organiques et ils peuvent être stratifiés, non stratifiés ou zonés. En ingénierie civile

Tableau 3.1.  
Stages of dam foundation engineering investigations (continued)

<b>4. Construction stage</b>			
<b>DECISION GOALS</b>	<b>DESIRED ACHIEVEMENTS</b>	<b>COMMON ACTIVITES</b>	<b>COST EVALUATION</b>
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Validation of geologic characterization of ground body and ground behavior predictions</li> <li>• Changes or modifications to ground improvement works if found necessary by new facts revealed during construction</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Knowledge of the presence and nature of all geologic structures and discontinuities in the foundation of the dam and their relevance to dam foundation performance in the future</li> <li>• Timely recognition of potential problems pertaining to minor geologic features in the foundation prior to reservoir filling</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Detailed geological mapping of the dam foundation for comparison with pre-excavation interpretations</li> <li>• Installation of monitoring devices in foundation (for deformation, pore pressures, seepage) and continued observation of these devices</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Cost of bid</li> <li>• Evaluation of claims</li> </ul>

### 3.2. GEOLOGICAL INVESTIGATIONS

#### 3.2.1. Importance of geologic history

The geologic body of ground can be described by the following four key elements (ASCE, 1989) (compare also with Section 2.1.1):

- the solid earth material (bedrock, surficial deposits, and special materials)
- the fluid material (water, air, liquid and gaseous hydrocarbons, etc.)
- the geologic structure (flexures, flowages, fractures, shears, and shear fractures)
- the shallow alteration zone (weathering processes including disintegration, subsurface erosion and deposition, and hydrothermal alteration; and human and biotic activities)

*Bedrock* is a collective geologic term that includes any of the generally lithified, indurated, or crystalline earth material which makes up the earth's crust and underlies surficial deposits, or is exposed at the ground surface as outcrops. *Surficial deposits* are the relatively younger earth materials occurring on or near the earth's surface and overlying bedrock. The two major classes of surficial deposits are (1) transported deposits, generally eroded or resulting from mass wasting by water, wind, ice, gravity, and man's intervention, and (2) sedentary or residual deposits formed in situ as a result of weathering, evaporation, or the accumulation of organic matter, and they may be stratified, unstratified, or zoned. In civil engineering "surficial deposits" are referred to as "*overburden*". The Glossary of Geology

«les dépôts de surface» sont référés au «*mort-terrain*». Le dictionnaire de géologie (Bates et Jackson, 1980) donne la définition suivante du mort-terrain, “le sol lâche, silt, sable, gravier et autre matériau non consolidé recouvrant le roc, transporté ou formé sur place”. Cependant, en ingénierie minière, mort-terrain se réfère à tout le matériel géologique, incluant le rocher, qui recouvre un dépôt de matériel utilisable, minéral ou charbon; alors le terme doit être spécifiquement défini lorsqu’il est utilisé dans les rapports afin d’éliminer toute confusion. Finalement, *matériaux spéciaux* sont ceux non classifiés convenablement comme roc ou dépôts de surface, tel que mylonite de faille et brèche.

Habituellement, le contact entre le roc et les dépôts de surface le recouvrant est évident; cependant, dans un terrain saprolitique la transition d’un roc altéré à complètement décomposé (saproлите) à un sol résiduel est graduel et irrégulier, et la démarcation entre les unités est généralement prise en conformité avec les conditions géologiques locales et leur préséance. Le critère utilisé pour définir ces unités doit être décrit avec soin dans les rapports d’investigations pour éviter toute mésentente ou confusion. Un traitement intéressant de la description et de la classification des profils de sol résiduel ainsi que de leurs propriétés détaillées est présenté par Blight (1997).

La condition actuelle des quatre éléments clé doit être analysée à la lumière de la genèse et l’histoire géologique de ces matériaux terrestres et réalisant qu’ils ont été assujettis aux influences d’une attaque chimique, contrainte et température à travers le temps géologique.

Une compréhension de l’histoire géologique de la fondation du barrage est une condition préalable essentielle pour une prédiction éclairée de la performance et des évaluations réalistes des processus géologiques naturels et des risques. D’importance particulière pour les fondations du barrage il y a l’histoire sismotectonique, la stabilité de pente et l’érosion de surface, ainsi que la fluctuation de la nappes d’eau souterraine et le déplacement du lit de la rivière.

### **3.2.2. Cartographie géologique**

La première activité entreprise pour recueillir une connaissance de base de la géologie et l’environnement présent de la fondation du barrage est la cartographie de la géologie de surface. Burwell et Moneymaker (1950) montre que “aucune phase d’investigation du site d’un barrage ne paye plus de dividendes en proportion de la somme de temps et d’argent investis”. La carte géologique de surface est un document fondamental qui sert d’instrument dans la prise de décision durant l’exploration, la conception et la construction. Aussi, c’est un document de grande valeur afin de régler les réclamations possibles, très utile aux comités de consultation d’enquête dans l’éventualité de futures questions, de modifications ou de défaut structural (Arnold, 1977).

Différents types de cartes géologiques peuvent être produits, selon le contenu désiré, i.e. du conventionnel, des cartes géologiques de surface à des cartes montrant un ou plusieurs types d’information spécifique. Les méthodes de cartographie géologique conventionnelle à différentes échelles sont traitées par Barnes (1981)

(Bates & Jackson, 1980) gives one definition of overburden as "the loose soil, silt, sand, gravel or other unconsolidated material overlying bedrock, either transported or formed in place". However, in mining engineering overburden refers to any geologic material, including bedrock, that overlies a deposit of useful material, ores, or coal; so, the term must be specifically defined in reports when it is used to avoid confusion. Finally, *special materials* are those not conveniently classified as either bedrock or surficial deposits, such as fault gouge and breccia.

Usually, the contact between bedrock and the overlying surficial deposits is evident; however, in saprolitic terrain the transition from weathered bedrock to completely decomposed bedrock (saprolite) to residual soil is gradual and irregular, and the demarcation between units is usually picked in accordance with local geologic conditions and precedence. The criteria used to define these units must be carefully described in investigation reports to avoid misunderstandings or confusion. A useful treatment on the description and classification of residual soil profiles and their engineering properties is given by Blight (1997).

The present condition of the four key elements must be analyzed in the light of the genesis and geologic history of these earth materials and realizing that they have been subjected to the influences of chemical attack, stress, and temperature over geologic time.

An understanding of the geologic history of the dam foundation is an essential prerequisite for sound performance predictions and realistic assessments of natural geologic processes and hazards. Of particular relevance to dam foundations are histories of seismotectonics, slope stability, and subsurface erosion, as well as the fluctuation of the groundwater table and shifting of the river channel.

### **3.2.2. Geologic mapping**

The first activity undertaken to garner a basic knowledge of the geology and present environment of the dam foundation is mapping of the surface geology. Burwell & Moneymaker (1950) point out that "no phase of dam site investigation pays larger dividends in proportion to the amount of time and money invested". The surface geologic map is a fundamental document and serves as an instrument in decision making during exploration, design, and construction. Also, it is a valuable document in settling possible claims and is helpful to consulting boards of inquiry in the event of future questions, modifications, or structural failure (Arnold, 1977).

Various types of geological maps can be produced, depending on the content desired, i.e. from conventional, surface geologic maps to maps displaying one or several types of specific information. Methods of conventional geologic mapping at various scales are dealt with by Barnes (1981) among others. By employing

parmi d'autres. Par l'emploi des termes descriptifs d'ingénierie du roc et du sol, les cartes peuvent être transformées afin de satisfaire les besoins de la pratique d'ingénierie. Il y a plusieurs guides utiles qui aident à la préparation de ce type de cartes géologiques «d'ingénierie» et la terminologie et les symboles à employer (Liu, 1970; Anon, 1972; Anon, 1976; Anon, 1977; Arnold, 1977; ISRM, 1978; Anon, 1981a, 1981b, 1981c; Martin & Hencher, 1986; Dearman, 1991). La carte géologique d'ingénierie pour une fondation de barrage doit mettre l'emphase sur les caractéristiques qui ont rapport à l'identification des éléments géologiques concernés affectant la conception, la sécurité du projet et la performance. La préparation d'une carte spécialisée requiert d'avoir une bonne idée au début de ce qui est demandé.

Des coupes géologiques longitudinales et perpendiculaires à l'axe du barrage devraient être préparées lorsque la cartographie est en progression pour faciliter l'interprétation et planifier l'exécution et le traitement. Pour certaines situations, des coupes horizontales sont très utiles. Ces sections peuvent être mises à jour quand l'information est obtenue à partir des trous de forages et autres méthodes d'exploration de surface. C'est aussi une bonne pratique de préparer une colonne stratigraphique détaillée ou des colonnes de la séquence du roc et des dépôts de surface apparaissant au site du barrage, et de noter l'âge géologique des différentes couches. Connaître l'âge des couches de roc qui existent dans une province géologique peut aussi indiquer à un observateur bien documenté la qualité générale et le comportement d'une unité particulière du rocher.

Les cartes géomorphologiques sont aussi très utiles. Elles convergent sur les traits du terrain, tel que l'angle des pentes et les unités morphologiques. Cooke & Doorkamp (1974) présentent des exemples des systèmes de cartographie morphologique. Les formes géomorphologiques et les environnements spécifiques sont décrits par Fookes & Vaughan (1986).

Les cartes géologiques peuvent être de différentes échelles. Les cartes régionales sont habituellement à une échelle de 1:25 000 à 1:10 000 tandis que les cartes d'un site de barrage vont être à des échelles de 1:1000 ou 1:500. Pour faciliter l'interprétation et les intrants de conception, ces cartes doivent être à la même échelle que les dessins d'ingénierie correspondants. La cartographie géologique détaillée nécessite des cartes topographiques de bonne qualité. Celles-ci doivent être produites avant que la cartographie géologique ne débute.

Le livre guide de l'UNESCO (Anon, 1976) et Dearman (1991) distingue quatre types de cartes géologiques pour les besoins d'ingénierie, selon l'échelle, nommément: (i) de type ingénierie, (ii) de type lithologique, (iii) de formation ingénierie, et (iv) de groupe ingénierie. Seulement les deux premiers types ont un intérêt pour l'ingénierie de la fondation d'un barrage, les deux derniers ne concernent que des échelles de 1:10 000 et plus.

Le "type ingénierie" possède une échelle de 1:500 à 1:5000 et peut être suffisamment détaillée pour cartographier les lits individuels de roc ou les couches de sol. Les unités d'une carte peuvent être des sous-unités d'un type lithologique. Elles sont caractérisées par la détermination des propriétés physiques et mécaniques, tel le degré d'altération, le patron des discontinuités, la résistance, la porosité, etc. qui sont considérés uniformes avec l'unité de cartographie. Le "type



engineering rock and soil description terms, the maps can be transformed to the needs of engineering practice. There are many useful guides to the preparation of such "engineering" geological maps and the terminology and symbols to be used (Liu, 1970; Anon. 1972; Anon, 1976; Anon. 1977; Arnold, 1977; ISRM 1978, 1981; Anon. 1981a, 1981b, 1981c; Martin & Hencher, 1986; Dearman, 1991). The engineering geological map for a dam foundation must emphasize features which are relevant to the identification of geologic concerns affecting design, project safety and performance. Preparation of a specialized map requires a clear idea at the outset of what is required.

Geologic cross-sections along and perpendicular to the dam axis shall be prepared as mapping is in progress to facilitate interpretation and planning of excavation and treatment. In some situations horizontal cross-sections are useful. These sections can be updated when information is obtained from drillholes and other subsurface exploration methods. It is also good practice to prepare a detailed stratigraphic column or columns of the sequence of bedrock and surficial deposits occurring at a dam site, and to note the geologic age of the various strata. Knowing the age of the bedrock strata that occur in a geologic province can often indicate to a knowledgeable observer the general quality and behaviour of a particular bedrock unit.

Geomorphological maps are another helpful supplement. They focus on terrain features, such as slope angles, and morphological units. Cooke & Doorkamp (1974) present examples of morphological mapping systems. Geomorphological landforms and specific environments are described by Fookes & Vaughan (1986).

Geological maps can be of different scales. Regional maps are usually at the scale of 1:25 000 to 1:10 000, while maps of the dam site will be at scales 1:1000 or 1:500. To facilitate interpretation and design input, these maps should be at the same scale as the corresponding engineering drawings. Detailed geological mapping requires good quality topographic maps. These must be produced before geological mapping can start.

The UNESCO guide book (Anon. 1976) and Dearman (1991) distinguish four types of geological maps for engineering purposes, depending on the scale, namely: (i) the engineering type, (ii) the lithological type, (iii) the engineering formation, and (iv) the engineering group. Only the first two types are of interest to dam foundation engineering, the last two are for scales 1:10,000 and larger.

The "engineering type" has a scale from 1:500 to 1:5000 and can be sufficiently detailed to map individual beds of rock or soil layers. The map units can be subunits of a lithological type. They are characterized by the determination of physical and mechanical properties, such as degree of weathering, discontinuity pattern, strength, porosity, etc. which are considered as uniform within the mapping unit. The "lithological type" (with scales 1:5000 to 1:10 000) only maps units characterized by

lithologique” (avec des échelles de 1:5000 à 1:10 000) cartographie seulement les unités caractérisées par forage et échantillonnage, levés géophysiques et essais systématiques de laboratoire. Les unités de la carte sont distinguées sur la base des investigations pétrographiques (e.g., grès vs shale).

Une autre approche est de préparer une série couvrant les cartes spécialisées, telles que, une carte tectonique, une carte structurale, une carte de l'eau souterraine (e.g., basée sur les lectures piézométriques), une carte de contraintes du roc et une carte des traits karstiques. De telles cartes doivent aussi considérer autant de données possibles provenant des investigations géotechniques (voir section 3.5).

La photographie aérienne est une aide fort utile en cartographie géologique. Les méthodes disponibles sont adéquatement traitées ailleurs (Anon, 1982). Les photographies peuvent être prises horizontalement, obliques basse ou haute, et verticalement ou presque verticalement. Les photographies aériennes verticales, en noir et blanc, restent encore la source la plus utilisée comme outil d'interprétation. Les échelles d'environ 1:15000 à 1:5000 (ou d'échelle plus grande) sont appropriées pour les vues d'ensemble et les examens détaillés respectivement.

Les photographies obliques sont les plus souhaitables pour l'interprétation des formes de la terre, comme l'analyse d'une pente instable d'appui de barrage. La meilleure façon pour prendre de telles photographies est à partir d'un hélicoptère. Un chevauchement de la prise des photographies obliques peut aussi être employé sous un stéréoscope pour produire une image stéréo (West, 1984).

La photographie infrarouge en fausse couleur a été utilisée pour détecter les trous peu profonds remplis dans les zones de calcaire, et les sources et suintement à flanc de coteau. Ceci est dû au fait que la végétation plus luxuriante induite par ces structures ressort particulièrement bien avec ce type de photographie (Amos et al, 1984).

Une partie importante de la cartographie géologique pour les fondations de barrage est la prise de mesures et l'enregistrement des discontinuités, i.e. fractures, failles, diaclases, plans de litage, clivage, etc., obtenus des affleurements rocheux, les tranchées d'exploration ou les trous de forage au site du barrage. Les discontinuités représentent les plans de faiblesse dans la roche (tableau 2.3) et elles gouvernent généralement la performance (stabilité, déformation et perméabilité) de la masse rocheuse beaucoup plus que le type de rocher lui-même. Les données des discontinuités sont requises pour les analyses mécaniques du rocher et pour les classifications de la masse rocheuse (voir section 3.5.6).

L'orientation des discontinuités est la plus significative pour la stabilité; elle est généralement exprimée en direction et angle du pendage ou, plus communément aujourd'hui, en direction du pendage (azimut) et angle du pendage. Les orientations des discontinuités sont projetées pour interprétation et pour faciliter la détection d'éventuels modèles consistants, tels que les familles ou les séries de diaclases. La présentation est généralement sous la forme de:

- diagramme circulaire des directions de pendage. De tels diagrammes, cependant, ne montrent pas l'angle du pendage,

boring and sampling, geophysical testing, and systematic laboratory testing. Map units are discriminated on the basis of petrographic investigations (e.g., sandstone vs. mudstone).

Another approach is to prepare an overlay set of specialized maps, such as, a tectonic map, a structural map, a groundwater map (e.g. based on piezometric measurements), a rock- stress map, and a karst-feature map. Such maps must also consider as much input as possible from geotechnical investigations (see Section 3.5).

A useful aid in geological mapping is aerial photography. The available methods are adequately dealt with elsewhere (Anon., 1982). Photographs can be taken horizontally, as low or high obliques, and vertically or near vertically. Vertical black-and-white air photographs still remain the most usual source for interpretative purposes. Scales of about 1:15000 to 1:5000 (or even larger) are appropriate for overviews and detailed examinations respectively.

Oblique photographs are most suitable for landform interpretation, such as the analysis of an unstable dam abutment slope. The best way to take such photographs is from a helicopter. Overlapping oblique shots can also be used under the stereoscope to produce a stereo image (West, 1984).

Infra-red false colour photography has been used to detect infilled shallow holes in limestone areas, and springs and seepage on hillsides. This is because the lush vegetation induced by these features shows up particularly well with this type of photograph (Amos et al., 1984).

An important part of geological mapping for dam foundations is the measurement and recording of discontinuities, i.e. fractures, faults, joints, bedding planes, cleavage, etc., obtained from rock outcrops, exploratory trenches, or boreholes at the damsite area. Discontinuities represent planes of weakness in the rock (Table 2.3) and they usually govern the performance (stability, deformation and permeability) of the rock mass much more than the type of rock itself. Discontinuity data are required for rock mechanics analyses and for rock mass classifications (see Section 3.5.6).

Most relevant to stability is the orientation of the discontinuities, usually expressed as strike and dip angle or, more commonly today, as dip direction (azimuth) and dip angle. Discontinuity orientations are plotted for interpretation and to facilitate the detection of possible consistent patterns, such as families or sets of joints. Presentation is usually in the form of:

- rose diagrams of dip direction. Such diagrams, however, do not show the dip angle.

- enregistrement des données et réalisation des contours des pôles des surfaces de discontinuité sur l'hémisphère inférieur de la sphère pour établir l'orientation moyenne des séries de discontinuités. Un pôle est un point là où la surface d'une sphère est percée par la ligne radiale normale à une surface de discontinuité. Graphiquement, l'hémisphère inférieur est projeté sur une surface plane d'un stéréogramme à surface égale (Hoek & Brown, 1981; Priest, 1985).

La cartographie géologique se poursuit à tous les niveaux de l'investigation de la fondation (voir tableau 3.1). À l'étape de construction, l'excavation de la fondation doit être cartographiée soigneusement. Si la fondation apparaît être très différente de ce qu'il était assumé pour la conception, des modifications deviendront nécessaires. Un intérêt particulier consiste à l'identification de failles, cisaillements, diaclases cisailées, diaclases majeures et couches faibles dans la fondation exposée.

### 3.2.3. Télédétection

Les techniques de télédétection, en plus des photographies aériennes, sont utiles pour l'identification des caractéristiques du terrain pour utiliser dans les cartes à une échelle régionale. Les méthodes communément disponibles aujourd'hui ont été décrites par Amos et al. (1984), Lillesand & Kiefer (1996), Vincent (1997) et autres. La méthode de l'imagerie radar est d'un intérêt particulier dans le tracé des structures géologiques. Elle a une capacité pour tout genre de temps et peut détecter à travers un terrain couvert de jungle.

## 3.3. INVESTIGATIONS HYDROGÉOLOGIQUES

### 3.3.1. Conditions hydrogéologiques

En ce qui concerne les fondations de barrages, les conditions hydrologiques souterraines représentent un facteur important pour la conception et la mise en œuvre de travaux d'amélioration du terrain, spécialement les écrans imperméables. La répartition et le déplacement de l'eau dans la fondation sont contrôlés par les caractéristiques des couches géologiques. On retrouve les eaux souterraines dans les strates poreuses et perméables dites *aquifères* (e.g. sables/graviers, roc fracturé, certaines roches volcaniques) qui permettent le passage d'importantes quantités d'eau. Par contre, un *aquiclude* est une couche imperméable (e.g. roche à grains fins, roches cristallines non fracturées) qui ne permet pas le passage de quantités d'eau significatives. Un horizon qui retarde mais n'empêche pas l'écoulement d'eau d'un aquifère adjacent est appelé *aquitard*. Finalement, lorsque l'eau souterraine s'écoule vers le bas dans un sol perméable non saturé et est interceptée par une lentille de sol de faible perméabilité, elle s'y accumule au-dessus. Un *aquifère perché* est alors formé. (Fetter, 1994).

Un *aquifère libre* est un aquifère qui contient une nappe d'eau libre (à la pression atmosphérique). Un *aquifère confiné* est un aquifère limité par deux couches imperméables et qui est chargé ou se décharge lorsqu'en contact avec la surface du sol. De plus, il est généralement sous-pression et artésien, et dans un

- plot and contour of poles of discontinuity surfaces on the lower hemisphere of a sphere to establish the average orientation of discontinuity sets. A pole is a point at which the surface of a sphere is pierced by the radial line that is normal to a discontinuity surface. Graphically, the lower hemisphere is projected onto a flat surface as an equal-area stereonet (Hoek & Brown, 1981; Priest, 1985).

Geologic mapping continues at all levels of foundation investigation (see Table 3.1). In the construction phase the excavation of the foundation must be mapped carefully. If the foundation is found to be much different from what was assumed for the design, amendments will be necessary. Of particular interest is the identification of faults, shears, shear joints, master joints, and weak seams in the exposed foundation.

### 3.2.3. Remote sensing

Remote sensing techniques, in addition to air photographs, are useful in the identification of terrain features for use in maps at a regional scale. The methods commonly available today have been described by Amos et al. (1984), Lillesand & Kiefer (1996), Vincent (1997) and others. Of particular interest in the delineation of geologic structures is the method of radar imagery. It has an all-weather capability and can sense through jungle-covered terrain.

## 3.3. HYDROGEOLOGICAL INVESTIGATIONS

### 3.3.1. Hydrogeological settings

Groundwater conditions in a dam foundation are a significant factor for the design and construction of ground improvement works, especially subsurface water barriers. The distribution and movement of water in the foundation is governed by the characteristics of the geologic strata. Groundwater occurs in porous and permeable strata known as *aquifers* (e.g., sand/gravels, fractured rock, some volcanic rocks) which can permit the passage of appreciable amounts of water. On the other hand, an *aquiclude* is an impermeable stratum (e.g., fine-grained mud rocks, crystalline unjointed rocks) incapable of transmitting significant quantities of water. A layer that retards but does not prevent flow of water to or from an adjacent aquifer is called an *aquitard*. Finally, when water moving downwards through a pervious unsaturated zone is intercepted by a lens of low-permeability material, it will accumulate on top of this lens. This situation creates a *perched aquifer* (Fetter, 1994).

An *unconfined aquifer* is an aquifer that has a phreatic water table (at atmospheric pressure). A *confined aquifer* is an aquifer that is bounded above and below by impervious strata and is recharged or discharged when exposed at the ground surface. Also it is usually under pressure and artesian, and in a standpipe

piézomètre ayant sa pointe dans l'aquifère, l'eau montera au-dessus de la couche imperméable supérieure. Selon la pression, l'eau peut même monter plus haut que la surface du sol, condition alors appelée *artésienne*. Les conditions artésiennes surviennent normalement dans les noyaux érodés de structures synclinales, dans les systèmes de couches perméables et imperméables. Elles peuvent aussi se produire lorsque des intrusions ignées imperméables ou des matériaux de faille imperméables constituent des barrières qui empêchent le mouvement de l'eau (Bell et al., 1986).

La nature des eaux souterraines dans la fondation des barrages peut avoir d'importantes conséquences sur la construction et la performance à long terme. Des eaux souterraines perchées dans un appui latéral en influenceront la stabilité. Des conditions artésiennes dans la fondation peuvent causer des difficultés durant l'excavation, tel que soulèvement local ou formation de renards, et par la suite induire des pressions de soulèvement sous le barrage. Les cas les plus sérieux sont les conditions d'eau souterraine associée aux calcaires karstiques. Une étude détaillée des eaux souterraines régionales, incluant une surveillance piézométrique, sera requise pour faciliter le choix des mesures à prendre (Zogovic, 1991).

Les *sources* sont des écoulements concentrés d'eau souterraine jaillissant à la surface du sol alors que les *percolations* sont caractérisées par un mouvement lent des eaux souterraines vers la surface (Todd, 1959).

Les sources et les percolations dans la fondation d'un barrage et son voisinage aval doivent être cartographiées et étroitement surveillées. Les sources dans l'excavation pendant la construction doivent être traitées par des mesures appropriées selon la nature et le débit de l'écoulement. La caractérisation des conditions hydrogéologiques fait partie de l'investigation géologique tel que présenté à la Section 3.2. Des techniques de cartographie, l'interprétation des photos aériennes, la détection à distance, etc. peuvent initialement être utilisées pour délimiter les aquifères, les sources, les zones de percolation, les chemins d'écoulement potentiels et pour identifier les conditions défavorables. Ces investigations forment la base d'un programme d'investigation hydrogéologique.

### **3.3.2. Réponse du sol à l'eau**

#### *3.3.2.1. Effets des propriétés mécaniques*

Augmenter le degré de saturation d'un sol ou d'un roc non saturé suite au remplissage d'un réservoir est une condition géologique qui peut avoir un impact négatif sur les propriétés mécaniques des strates porteuses. La résistance en compression de la plupart des roches décroît avec le mouillage. Pour certains rocs peu résistants, la différence de résistance entre un échantillon sec et saturé peut atteindre 100 %.

La teneur en eau naturelle dans un shale peut varier de 5 % à 35 %. Certains shales ayant une teneur naturelle en eau de 20 % sont souvent susceptibles de développer de fortes pressions interstitielles. La dégradation des shales induite par le changement de l'humidité (mouillage et séchage) est causée par l'expansion anisotropique partiellement irréversible et par le rétrécissement de la roche résultant de l'action capillaire et du séchage respectivement (Olivier, 1979).

with its tip in the aquifer the water will rise above the upper confining stratum. Depending on the pressure, it can even rise higher than the ground surface, a condition known as flowing artesian. Artesian conditions most commonly occur in the eroded cores of synclinal structures in systems of permeable and impermeable beds. They may also arise where impermeable igneous intrusions or impermeable fault gouge produce barriers that inhibit the movement of water (Bell et al., 1986).

The nature of the groundwater in the dam foundation can have a significant impact on construction and long-term performance. Perched groundwater in an abutment slope will influence its stability. Artesian conditions in the foundation may cause difficulties during excavation, such as areal heave or local piping, and later cause uplift pressures on the dam. Most serious are the groundwater regimes associated with karstic limestone and a comprehensive regional groundwater study, including piezometric monitoring, will be required to facilitate decisions for remedial measures (Zogovic, 1991).

*Springs* are concentrated discharges of ground water appearing at the ground surface, whereas *seepage* areas are characterized by a slow movement of ground water to the ground surface (Todd, 1959).

Springs and seepage areas in the dam foundation and its downstream vicinity must be mapped and monitored carefully. Springs in the excavation during construction will have to be treated by proper means depending on the nature and the discharge of the spring. The characterization of the hydrogeological setting is part of the geological investigations as presented in Section 3.2. Mapping techniques, airphoto interpretation, remote sensing, etc. can be used initially to delineate aquifers, springs, seepage areas, and possible leakage paths, and as well to identify adverse conditions. These investigations form the basis for a hydrogeological investigation program.

### **3.3.2. Response of ground to water**

#### *3.3.2.1. Effect on engineering properties*

Increasing the degree of saturation of an unsaturated rock or soil upon impounding of the reservoir is a geological condition which can have negative effects on the mechanical properties of the load bearing strata. The compressive strength of most rocks decreases upon wetting. For certain weak rocks, the difference in strength between dry and saturated test specimens can be as much as 100 %.

The natural moisture content of shales can vary from less than 5 % to as much as 35 %. Certain shales with natural water contents higher than about 20 % are frequently suspect as they tend to develop potentially high pore water pressures. The degradation of shales subjected to moisture changes (wetting and drying) is caused by partially irreversible anisotropic expansion and shrinkage of the rock as a result of capillary action and drying respectively (Olivier, 1979).

Certains sédiments argileux ont tendance à se désintégrer lorsque exposés à des conditions successives de mouillage et d'assèchement (Kennard et al., 1967). Un autre phénomène bien connu est l'expansion et le rétrécissement des sols composés d'argiles expansives, et la rupture soudaine due au mouillage et à la submersion des dépôts éoliens de silt (loess) et de certains dépôts alluvionnaires en éventail.

### 3.3.2.2. Effets de la dissolution

Le mouvement des eaux souterraines dans les massifs rocheux contenant des minéraux solubles accélère leur dissolution (voir Section 2.3). La quantité de minéraux dissous peut être importante, particulièrement dans le gypse (environ cinq fois plus soluble que le calcaire), mais dépend de certains facteurs : le débit, le volume, la température et la composition chimique de l'eau s'écoulant dans le roc. Toutefois, une eau saturée en minéraux ne provoquera pas de dissolution additionnelle. Au site du barrage Mosul en Iraq, qui comprend des marnes et des calcaires avec des interlits de gypse et d'anhydride, une concentration de minéraux de 2g/litre a été mesurée dans les sources aval. La quantité totale de minéraux solubilisés est estimée entre 40 et 80 tonnes par jour (Guzina et al., 1991).

### 3.3.2.3. Effets de l'érosion souterraine (renards)

L'érosion souterraine est une situation grave lorsqu'elle survient dans la fondation d'un barrage (voir aussi Section 2.5.4). L'érosion par infiltration des eaux souterraines des matériaux fins du sol forme de petits conduits, tunnels ou tuyaux dans lesquels les matériaux granulaires sont transportés. L'érosion souterraine débute généralement dans des sources près du pied aval du barrage et se propage vers l'amont. La rupture survient lorsque ces conduits atteignent le réservoir.

## 3.3.3. Paramètres hydrogéologiques

Les plus importants paramètres hydrogéologiques sont la porosité et la perméabilité du sol ou du massif rocheux et la surface potentiométrique (piézométrique) d'aquifère. (Le terme "piézométrique" était utilisé dans le passé mais est maintenant remplacé par le terme "potentiométrique", Fetter, 1994). La surface potentiométrique est une surface imaginaire jusqu'à laquelle l'eau monterait dans un puits tubé à partir d'un point donné dans un aquifère. La distance de ce point à la surface potentiométrique est appelée la charge potentiométrique; elle représente la mesure de l'énergie totale de l'eau souterraine. La nappe d'eau est une surface potentiométrique particulière. L'écoulement lent de l'eau à travers un milieu poreux obéit à la loi de Darcy (Darcy, 1856) qui peut s'écrire sous la forme:

$$Q = -k (dh/dL) A \quad (3.1)$$

où  $Q$  est le débit,  $dh/dL$  le gradient hydraulique (i.e. perte de charge par unité de longueur),  $A$  la section transversale et  $k$  la conductivité hydraulique (aussi appelée coefficient de perméabilité de Darcy). La conductivité hydraulique est une



Certain argillaceous sediments tend to slake when exposed to air (Kennard et al., 1967). This is caused by desiccation following exposure leading to the creation of negative pore water pressure (suction) and consequent tensile failure of the weak intercrystalline bonds (Bell et al., 1986). Other well-known phenomena are the swelling and shrinking of materials containing expansive clay minerals, and the sudden collapse upon wetting and submersion of wind-blown silt deposits (loess) and certain alluvial fan deposits.

### 3.2.2.2. *Solution effects*

The movement of groundwater within rock masses containing soluble minerals accelerates their removal in solution (see Section 2.3). The amount of removal can be substantial, particularly with gypsum (which is about five times more soluble than limestone), but depends on such factors as : rate of flow, quantity, temperature and chemistry of the water passing through the rock. However, water which is saturated with solute material will not contribute to further solution. At the Mosul dam site in Iraq, consisting of marl and limestone with interbedded gypsum and anhydrite, a solute content of up to 2 g/litre was measured from downstream springs. The total quantity of soluble minerals removed per day was estimated as between 40 and 80 tons (Guzina et al., 1991).

### 3.3.2.3. *Subsurface erosion (piping) effects*

Subsurface erosion is a very serious condition when it occurs in the foundation of a dam (see also Section 2.5.4). It is the erosion by percolating groundwater of fine-grained material from the ground, resulting in the formation of narrow conduits, tunnels, or "pipes" through which the granular material is removed. The subsurface erosion usually starts at springs near the downstream toe of the dam and proceeds upstream, and failure occurs when the head of the "pipe" reaches the reservoir.

### 3.3.3. **Hydrogeological parameters**

The most important hydrogeological parameters are the porosity and permeability of the soil or rock mass and the potentiometric (piezometric) surface of an aquifer. (The term "piezometric" was used in the past but it has now been replaced by "potentiometric", Fetter, 1994). The potentiometric surface is an imaginary surface to which water would rise in a tightly cased well from a given point in an aquifer. The distance from this point to the potentiometric surface is known as the potentiometric head; it represents a measure of the total energy of the subsurface water. The water table is a particular potentiometric surface. The slow flow of water through a porous medium is governed by Darcy's law (Darcy, 1856) which can be written in the form:

$$Q = -k (dh/dL) A \quad (3.1)$$

where  $Q$  is the rate of flow,  $dh/dL$  the hydraulic gradient (i.e. the head difference per unit length of flow path),  $A$  is the cross-sectional area, and  $k$  is the hydraulic conductivity (also called Darcy's coefficient of permeability). The

mesure de la perméabilité qui tient compte des propriétés (i.e. viscosité et poids unitaire) des eaux souterraines naturelles. La *perméabilité*, d'autre part, est une propriété intrinsèque (généralement exprimée en cm<sup>2</sup> ou Darcy) du milieu qui est indépendante des propriétés de chaque fluide. Elle peut être convertie en conductivité hydraulique si les propriétés de l'eau souterraine sont connues.

Toutefois, dans un roc fissuré, l'approche classique de Darcy n'est généralement pas applicable, mais demeure souvent utilisée pour des estimations préliminaires (Sharp & Maini, 1972). La perméabilité du roc sain (perméabilité primaire) est généralement inférieure de plusieurs ordres de grandeur à celle des discontinuités (perméabilité secondaire ou de masse), même pour les grès poreux et les conglomérats. La perméabilité de masse est contrôlée par la fréquence, la continuité, la largeur et le degré de remplissage des discontinuités. Un estimé approximatif peut être obtenu à partir de la fréquence des discontinuités, tel que montré dans le tableau 3.2 (Bell et al., 1986).

Tableau 3.2.  
*Classification des perméabilités secondaires basée sur la fréquence des discontinuités  
(modifié de Bell et al., 1986)*

Description du massif	Intervalle (m)	Perméabilité équivalente	
		Terminologie	k(m/s)
Discontinuités extrêmement rapprochées à très rapprochées	moins de 0.2	très perméable	10 <sup>-2</sup> - 1
Discontinuités rapprochées à modérément espacées	0.2 - 0.6	moyennement perméable	10 <sup>-5</sup> - 10 <sup>-2</sup>
Discontinuités espacées	0.6 - 2.0	peu perméable	10 <sup>-9</sup> - 10 <sup>-5</sup>
Discontinuités très espacées	plus de 2.0	presque imperméable	moins de 10 <sup>-9</sup>

Généralement la stratification du sol a un impact majeur sur la perméabilité; la perméabilité est plus grande parallèlement à la stratification (ou litage). Les proportions peuvent varier d'environ 5:1 jusqu'à 100:1 lorsque des veines de matériaux fins sont présentes dans un matériau à gros grains.

### 3.3.4. Méthodes d'investigations

Les méthodes décrites ici pour la mesure des paramètres hydrogéologiques sont celles qui s'appliquent aux fondations de barrage et en relation avec la détermination des propriétés hydrauliques, des surfaces potentiométriques et du chemin de l'écoulement.

hydraulic conductivity is a measure of permeability that includes the properties (i.e. viscosity and unit weight) of the natural groundwater. *Permeability*, on the other hand, is an intrinsic property (usually expressed in cm<sup>2</sup> or Darcys) of the medium that is independent of the properties of any fluid. It can be converted to hydraulic conductivity with knowledge of the groundwater properties.

However, in fissured rock, the classical Darcy approach is generally not applicable but is still often used for preliminary estimates (Sharp & Maini, 1972). The permeability of intact rock (primary permeability) is usually several orders less than the permeability of the discontinuities (secondary or rock mass permeability), even for porous sandstones and conglomerates. Mass permeability is controlled by the frequency, continuity, openness and amount of infilling of discontinuities. A rough estimate can be obtained from the frequency of discontinuities, as shown in Table 3.2 (Bell et al., 1986).

Table 3.2.  
Classification of secondary permeability based on discontinuity frequency  
(modified from Bell et al., 1986)

Rock mass description	Interval (m)	Equivalent permeability	
		Terminology	k(m/s)
very closely to extremely closely spaced discontinuities	less than 0.2	highly permeable	10 <sup>-2</sup> - 1
closely to moderately widely spaced discontinuities	0.2 - 0.6	moderately permeable	10 <sup>-5</sup> – 10 <sup>-2</sup>
widely spaced discontinuities	0.6 - 2.0	slightly permeable	10 <sup>-9</sup> – 10 <sup>-5</sup>
very widely spaced discontinuities	over 2.0	effectively impermeable	less than 10 <sup>-9</sup>

Stratification of the ground usually has a major effect on the permeability; the permeability is greater parallel to the stratification (or bedding). Ratios can vary from about 5:1 to as much as 100:1 when fine-grained partings occur in an otherwise coarse material.

### 3.3.4. Investigation methods

Methods described here for measuring hydrogeological parameters are those relevant to dam foundations and relate to the determination of hydraulic properties, potentiometric surface and flow path.

### 3.3.4.1. Essai de perméabilité (conductivité hydraulique)

Il y a deux techniques fondamentales pour déterminer directement les propriétés hydrauliques des roches et des sols, incluant la conductivité hydraulique. Chaque technique a une variété de méthodes pour récolter les données pour les évaluations applicables. Une brève description des méthodes qui peuvent être rencontrées dans les investigations des barrages est donnée (voir aussi les sections 3.6.5 et 3.6.6). Pour une discussion complète des équations de l'hydraulique des eaux souterraines, des appareillages nécessaires et des procédures relatives à ces différentes méthodes, la bibliographie citée doit être consultée. Une bonne référence générale est le «Ground Water Hydraulics» (Lohman, 1972).

La première technique force l'eau souterraine à couler vers le forage en diminuant la pression dans le forage en dessous de la surface potentiométrique. La seconde technique force l'eau ou un gaz (généralement l'air) sous pression dans le sol saturé ou non - via un forage, un trou de tarière ou un puits - ou dans un échantillon de sol au laboratoire. L'utilisation de cette seconde technique sur le terrain, lorsque l'aquifère est saturée, nécessite l'injection à des pressions plus grandes que la surface potentiométrique de l'aquifère.

La première technique est limitée au terrain et implique que le terrain soit saturé et capable de produire de l'eau souterraine. La seconde peut être réalisée au laboratoire ou sur le terrain et peut être utilisée dans un terrain saturé ou non saturé. Lorsque l'une ou l'autre de ces techniques est utilisée dans un forage pour tester le rocher, il est habituellement nécessaire d'isoler un intervalle du forage par des obturateurs ou un anneau scellé autour d'un tuyau. Cette isolation peut ou ne peut pas être requise pour les essais dans les alluvions (mort-terrain).

Les essais du *premier type* sont l'essai de pompage et l'essai par les tiges de forage.

**Essai de pompage.** L'essai de pompage requiert que la pompe soit placée dans le forage et que l'eau soit extraite du forage sous des conditions mesurées, et que la surface potentiométrique de l'aquifère soit abaissée sur une certaine distance du forage de production - appelé cône de dépression. L'essai est décrit dans le «British Standard Code of Practice for Test Pumping and Water Wells» (BS 6316:1983) et plusieurs autres publications sur l'eau souterraine. Les méthodes classiques d'analyse sont revues et expliquées en détail par Kruseman & De Ridder (1979) qui signalent le besoin d'utiliser la méthode d'analyse appropriée pour différentes conditions des aquifères. Les deux types d'essais de pompage sont: (i) sans forages d'observation où les mesures sont prises seulement dans le forage de production et (ii) avec des forages d'observation pour suivre les variations de la surface potentiométrique dans l'aquifère étudiée au loin du forage de production. Les variations de l'essai de pompage sans forages d'observation sont l'essai de soutirage par palier<sup>2</sup> (Clark, 1977), l'essai de soutirage par obturateur<sup>3</sup> et l'essai de remplacement<sup>4</sup> d'un volume connu (Black, 1985). Walthall & Campbell (1986) énoncent que les résultats les plus fiables sont obtenus par les essais de pompage. Cependant, ces essais doivent être exécutés dans des terrains saturés.

---

<sup>2</sup> De l'anglais «Step Drawdown Test»

<sup>3</sup> De l'anglais «Packer Inflow Test»

<sup>4</sup> De l'anglais «Slug Test»

### 3.3.4.1. Permeability (hydraulic conductivity) testing

There are two fundamental techniques to determine directly the hydraulic properties of rock and soil, including hydraulic conductivity. Each technique has a variety of methods to collect data for the applicable computations. A brief description of the methods that may be encountered in dam foundation investigations follows (see also Sections 3.6.5 and 3.6.6). For a complete discussion of the groundwater hydraulic equations and required apparatus and procedures pertaining to the various methods, the references cited must be consulted. A good general reference is Ground-Water Hydraulics (Lohman, 1972).

The first technique is causing groundwater to flow into a borehole by decreasing the pressure in the borehole below that of the potentiometric surface. The second technique is by forcing water or a gas (usually air) under pressure into saturated or unsaturated ground - via a borehole, auger hole, or pit - or into a sample of the ground in the laboratory. Use of the second technique in the field where the aquifer is saturated requires injection pressures greater than the potentiometric surface of the aquifer.

The first technique is restricted to the field and requires that the ground be saturated and capable of producing groundwater. The second can be performed in the laboratory or in the field and is used in saturated or unsaturated ground. When either technique is employed in a borehole to test bedrock, it is usually necessary to isolate an interval in the borehole by packers or a sealed annulus around a pipe. Isolation may or may not be needed for testing alluvium (overburden).

Tests of the *first type* are the pump-out test and the drill-stem test.

**Pump-out test.** The pump-out test is a procedure where a pump is placed in a borehole and water is produced from the borehole under monitored conditions, and the potentiometric surface of the aquifer is drawn down over some distance from the production borehole - known as the cone of depression. The test is described in the British Standard Code of Practice for Test Pumping and Water Wells (BS 6316:1983) and many other groundwater publications. The classical methods of analysis are reviewed and explained in detail by Kruseman & De Ridder (1979) who point out the need to use the appropriate method of analysis for different aquifer conditions. Two types of pump-out tests are (i) without observation holes where measurements are taken only in the production borehole and (ii) with observation holes to monitor the change in the potentiometric surface in the aquifer under study away from the production borehole. Variations of the pump-out test without observation holes are the step drawdown test (Clark, 1977), the packer inflow test, and the slug test (Black, 1985). Walthall & Campbell (1986) state that the most reliable results are obtained from pump-out tests. However, these tests must be performed in saturated ground.

Pour résoudre les équations de l'hydraulique des eaux souterraines d'un essai de pompage, la géométrie de l'aquifère et du forage de production est requise ainsi que les données sur l'intervalle de l'essai, les débits pompés, le rabattement et les temps des observations. Si des forages d'observation ont été utilisés, leur localisation et les temps d'observation du rabattement pendant l'essai de pompage est aussi requis. Les mesures de la tête d'eau plutôt que celle du rabattement sont requises dans le cas d'écoulement en condition artésienne.

Dans les essais de pompage avec des forages d'observation, Rushton & Howard (1982) et Walthall & Ingram (1984) soulignent qu'un trou d'observation ouvert peut donner des valeurs douteuses parce qu'il peut agir comme une grande fissure verticale et peut induire des écoulements entre des aquifères stratifiés. Le problème peut être surmonté par l'installation de piézomètres scellés dans les trous d'observation vis-à-vis l'aquifère en question pour empêcher les écoulements verticaux.

Un modèle numérique peut aussi être utilisé pour analyser les essais de pompage et le comportement d'un aquifère aux alentours d'un forage de production. Des modèles par différence finie (Rushton & Redshaw, 1979) et par éléments finis ont été utilisés avec succès. Pour obtenir des résultats réalistes, cependant, les modèles doivent avoir suffisamment d'informations détaillées pour les débits entrants et sortants dans la zone considérée afin de calibrer le modèle.

**Essais par tiges de forage.** Les essais à l'aide des tiges de forage sont utilisés dans l'exploration pétrolière mais ont été modifiés pour les applications de génie civil (Daw, 1989). Un outil à l'extrémité des tiges de forages à écoulement libre (tige ou tuyau) est isolé de l'aquifère intéressé par des obturateurs. L'outil est alors ouvert vers les tiges de forage permettant un écoulement vers l'intérieur de celles-ci. Les pressions sont continuellement enregistrées dans l'outil des tiges de forage avant, pendant et après la période d'essai. Ce n'est pas un essai commun pour les investigations des fondations de barrage.

Les essais de *second type* sont les essais d'injection dans le terrain, à tête descendante et gravitaires à tête constante sur le terrain et au laboratoire, les essais au perméamètre à l'air au laboratoire.

**Essais au laboratoire.** Les essais à tête descendante et constante (Terzaghi & Peck, 1967) et les essais au perméamètre à l'air sont effectués dans un appareil où (i) le liquide est forcé à travers un échantillon de terrain, (ii) la différence de charge par unité de longueur du chemin d'écoulement et le taux du débit sont mesurés, et (iii) une connaissance de la surface d'échantillon et des propriétés du fluide, la perméabilité ou la conductivité-hydraulique de l'échantillon est calculé selon la loi de Darcy.

**Essais d'injection (essais de terrain).** Les essais d'injection sont effectués dans les forages et dans les trous de carrière. Ils sont quelquefois dénommés essai à pression parce qu'une pompe est utilisée pour forcer l'eau dans l'intervalle d'essai. Les essais d'injection sont les plus usuellement utilisés dans les investigations de fondation de barrage pour examiner la distribution de l'absorption de l'eau avec la profondeur. L'essai peut être exécuté en bout de tige au fond du forage ou vis-à-vis

To solve the groundwater hydraulic equations for a pump-out test, the geometry of the aquifer and production borehole is required along with data on the test interval, outflow, drawdown, and time of observations. If observation holes are used, their location and time of observations of drawdown during the pumping test are also necessary. Head measurements rather than drawdown are required for flowing artesian conditions.

In pump-out tests with observation holes Rushton & Howard (1982) and Walthall & Ingram (1984) point out that an open observation hole can give unreliable values because it can act as large vertical fissure and can induce flow between layered aquifers. The resulting water level is then not related to any particular aquifer. This problem can be overcome by installing sealed piezometers in the observation hole opposite the aquifer of interest to prevent vertical flow.

Numerical modeling can also be used to analyze pump-out tests and the behavior of an aquifer in the vicinity of a production borehole. Both finite difference models (Rushton & Redshaw, 1979) and finite element codes have been successfully employed. To achieve realistic results, however, the models must have sufficiently detailed information on inflow and outflow quantities in the area considered such that calibration of the model can be made.

**Drill-stem test.** Drill-stem tests are used in oil exploration but have been modified for use in civil engineering applications (Daw, 1984). A drill-stem tool at the end of a liquid-free drill stem (drill rod or pipe) is isolated by packers opposite the aquifer of interest. The tool is then opened to the drill stem permitting water to flow into it. Pressures are recorded continually in the drill-stem tool before, during, and after the test period. This is not a common test for dam foundation investigations.

Tests of the *second type* are field pump-in tests, field and laboratory falling-head and constant-head gravity tests, and laboratory air permeameter tests.

**Laboratory tests.** The falling- and constant-head tests (Terzaghi & Peck, 1967) and air permeameter test are performed in an apparatus where (i) the fluid is forced through the ground sample, (ii) the head difference per unit length of flow path and the rate of fluid flow are measured, and (iii) with a known cross-sectional area of the specimen and properties of the fluid, the permeability or hydraulic conductivity of the specimen is calculated in accordance with Darcy's law.

**Pump-in tests (field tests).** Pump-in tests are run in boreholes or auger holes. They are sometimes referred to as pressure tests because a pump is used to force water into the test interval. Pump-in tests are the most common tests performed for dam foundation investigations to examine the distribution of water absorption with depth. The test can be run from the end of an open pipe at the bottom of the borehole or from the opposite ends of an interval in the borehole isolated by one or

un intervalle isolé dans le forage à l'aide de un ou deux obturateurs. De l'eau claire et propre est injectée dans le trou pendant que les débits injectés sont mesurés à des intervalles de pression et de temps déterminés. Les résultats enregistrés à partir des données de débits ainsi que les propriétés géométriques et mécaniques du système sont calculés d'une ou de deux façons. L'une calcule la conductivité hydraulique en utilisant les équations hydrauliques de l'eau souterraine (USBR, 1974, Des. E-18, Heitfeld & Kappelberg, 1981); l'autre en calculant la valeur Lugeon (Lugeon, 1933). La valeur Lugeon est définie comme l'absorption mesurée en litres par minute par mètre d'une section d'essai à la pression de 10 kg/cm<sup>2</sup> (1 MN/m<sup>2</sup>), et une unité Lugeon correspond approximativement à une conductivité hydraulique de 10<sup>-7</sup> m/s (Lancaster-Jones, 1975; Houlby, 1976). Les essais Lugeon sont quelquefois conduits à des pressions inférieures à 10 kg/cm<sup>2</sup> et les résultats sont extrapolés aux valeurs qui auraient été atteintes approximativement si l'essai avait été effectué à la pression standard de 10 kg/cm<sup>2</sup> en multipliant les résultats de l'essai par le rapport de la pression à la pression de l'essai, (i.e.  $p_2/p_1 = K$  et  $Q_2/Q_1 = K^n$  où  $n = 1$  pour un écoulement laminaire et 0,5 pour un écoulement turbulent;  $p_1$ ,  $p_2$ , et  $Q_1$ ,  $Q_2$  sont les pressions utilisées et les débits correspondants, respectivement). Les valeurs Lugeon ne peuvent pas être calculées par la méthode en bout de tubage libre. D'après Bozovic (1985) la plupart des investigateurs préfèrent les valeurs Lugeon pour évaluer les caractéristiques d'absorption des fondations de barrage et pour évaluer leur injectabilité aussi bien que pour évaluer l'efficacité des injections (voir aussi la section 4.4.1). L'essai Lugeon a ses propres limites, et des procédures améliorées ont été proposées (Pearson & Money, 1977). Les essais d'injection ont quelques désavantages, notamment, la section testée peut se boucher (Brassington & Whathall, 1985) et, à de hautes pressions d'injection, la fracturation hydraulique du terrain peut survenir et augmenter soudainement les taux d'injection d'eau (Pircher, 1982). Cependant, si sous les conditions d'exploitation du réservoir les pressions de l'eau souterraine fracturent hydrauliquement ou dilatent la fondation du barrage ou du terrain adjacent, la conductivité hydraulique du matériau fracturé hydrauliquement ou dilaté est importante pour une connaissance vraie de la distribution des pressions hydrauliques et des écoulements dans le massif de terrain.

Dans l'analyse des données d'essai d'injection, les pressions d'injection (la pression manométrique corrigée pour la différence d'élévation entre le manomètre et la nappe et les pertes de charge) sont tracées en fonction du débit (ou valeurs Lugeon) pour choisir les valeurs les plus représentatives de la vraie conductivité hydraulique du matériau testé. Théoriquement la relation pression-débit pour un écoulement laminaire est une ligne droite passant à l'origine; cependant, en pratique une boucle d'hystérésis est obtenue quand la pression d'injection est augmentée puis réduite. Cette boucle a quelques explications telles que, fuite des obturateurs, écoulement turbulent à plus hautes pressions, lavage de remplissage de joint (Houlby 1976; Pearson & Money, 1977). En variant la distance entre les obturateurs, une bonne quantité d'information peut être déduite en interprétant correctement la courbe, le débit vs pression. Cependant, les observations d'essai ont montré que la mesure de la conductivité hydraulique de l'essai d'injection implique un volume très limité de terrain autour du forage.

Les essais d'injection utilisant un obturateur simple ou double sont les plus usuels. Avec l'obturateur simple, le forage est approfondi par section de 3 mètres et isolé par un obturateur simple pour l'essai. À la fin de l'essai, la section suivante est



two packers. Clear, clean water is pumped into the hole while recording the inflow at predetermined pressures during incremental time periods. Results from the recorded flow data along with the geometry and mechanical properties of the system are calculated in one of two ways. One is calculating the hydraulic conductivity using the equations of groundwater hydraulics (USBR, 1974, Des. E-18, Heitfeld & Koppelberg, 1981); the other by calculating the *Lugeon value* (Lugeon, 1933). The Lugeon value is defined as the water absorption measured in litres per minute per metre of test section at a pressure of 10 kg/cm<sup>2</sup> (1 MN/m<sup>2</sup>), and one Lugeon unit corresponds approximately to a hydraulic conductivity of 10<sup>-7</sup> m/s (Lancaster-Jones, 1975; Houlsby, 1976). Lugeon tests are sometimes run at pressures less than 10 kg/cm<sup>2</sup> with the results then extrapolated to values that would approximately have been obtained if the test were conducted at the standard 10 kg/cm<sup>2</sup> by multiplying the test results by the ratio of the standard pressure to the test pressure, (i.e.  $p_2/p_1 = K$  and  $Q_2/Q_1 = K^n$  where  $n = 1$  for laminar flow and 0.5 for turbulent flow;  $p_1$ ,  $p_2$  and  $Q_1$ ,  $Q_2$  are the applied pressures and the corresponding flow rates, respectively). Lugeon values cannot be calculated from the tests performed by open-end pipe method. According to Bozovic (1985) most investigators prefer the Lugeon values for assessing the water absorption characteristics of dam foundation and evaluating groutability and as well the effectiveness of grouting (see also Section 4.4.1). The Lugeon test has its limitations, and improved procedures have been proposed (Pearson & Money, 1977). Pump-in tests have some disadvantages, namely, the test section may become clogged (Brassington & Walthall, 1985) and at high injection pressures hydraulic fracturing of the ground may occur giving a sudden increase in water injection rates (Pircher, 1982). However, if under reservoir operating conditions groundwater pressures hydraulically fracture or dilate the dam foundation and adjacent ground, the hydraulic conductivity of the hydraulically fractured or dilated material is important to a true understanding of the distribution of hydraulic pressures and flows in this body of ground.

In the analysis of the pump-in test data, injection pressures (gauge pressure corrected for elevation difference between gauge and water table and for friction losses) are plotted against flow (or Lugeon values) to select the values most likely representing the true hydraulic conductivity of the material being tested. Theoretically the relationship between pressure and flow for the laminar case is a straight line passing through the origin; however, in practice a hysteresis loop is obtained when the injection pressure is increased and then decreased. This loop has several explanations, such as, packer leakage, turbulent flow at higher pressures, washout of joint-filling material (Houlsby, 1976; Pearson & Money, 1977). By varying the distance between the packers, a great deal of information can be deduced by proper interpretation of the flow versus pressure curve. However, test observations have shown that pump-in tests measure the hydraulic conductivity of a very limited volume of ground surrounding the borehole.

Single and double packer pump-in tests are the most frequent setups. With the single packer a section of the borehole is advanced, e.g., 3m, and then isolated with one packer for testing. On completion of the test the next section is drilled and

forée puis testée. Il n'est donc pas possible de répéter l'essai après approfondissement du forage. L'essai où l'obturateur simple donne de meilleurs résultats est l'essai dans le rocher à lithologie uniforme. L'essai à obturateur double est une méthode plus flexible puisque les sections peuvent être choisies une fois que le forage est terminé et décrit, et il est possible de répéter l'essai. L'inconvénient de cette méthode est la difficulté de détecter les fuites sous l'obturateur du bas. Des obturateurs spéciaux sont disponibles pour les foreuses à remontée par câble<sup>5</sup>, ce qui permet de faire les essais sans retirer les tiges de forage.

Dans les matériaux non-saturés au-dessus d'un niveau relativement imperméable il est possible de faire des essais d'injection avec forages d'observation pour mesurer la quantité d'eau qui s'est développée autour du forage pendant l'essai. La conductivité hydraulique est alors calculée en utilisant les équations hydrauliques de l'eau souterraine (USBR, 1951).

**Essais granitaires (essais de terrain).** Avec le même arrangement général utilisé pour les essais d'injection à tête descendante ou constante, les essais peuvent être faits sans avoir recours à une pompe. Habituellement un essai à niveau constant est effectué et la conductivité hydraulique est calculée en utilisant les équations de l'hydraulique des eaux souterraines (USBR, 1974, Des. E-18). Si l'aquifère est saturé l'essai par gravité à tête descendante est approprié (Terzaghi & Peck, 1967). Pour les essais d'injection d'eau dans les sols, dans des puits peu profonds et des forages à la tarière, l'essai par gravité à niveau constant est utilisé (USBR, 1974, Des. E-19).

#### 3.3.4.2. *Surface potentiométrique*

L'investigation hydrogéologique des nappes et des positions de la surface potentiométrique se fait à l'aide de piézomètres installés dans les trous forés pendant les travaux d'investigation. Avec un nombre adéquat de piézomètres, il est possible de tracer les courbes de contour isopiézométriques (voir e.g. Brassington, 1988) pour l'établissement et l'interprétation des cartes de contour.

Pour des recherches futures d'éventuelles fuites et leur détection, il est nécessaire de connaître les caractéristiques de la nappe phréatique avant remplissage (niveaux, température et chimie).

Plusieurs nappes phréatiques ont des patrons de variation saisonnière et dans plusieurs cas il y a aussi des fluctuations à long terme. Par conséquent, une période de temps suffisante doit être allouée pour ces observations, pour que la tendance de leur variation puisse être établie. Le remplissage du réservoir et les fluctuations subséquentes peuvent aussi provoquer naturellement des fluctuations de la nappe souterraine qui sont d'un intérêt certain et doivent être enregistrées.

---

<sup>5</sup> De l'anglais «Wireline»

tested. Thus it is not possible to repeat the test after the borehole is advanced. The single-packer test gives the best results for rocks of uniform lithology. The double-packer test is a more flexible method as test sections can be selected after the borehole has been drilled and logged, and it is possible to repeat the test. A drawback to this method is the difficulty of detecting leaks past the lower packer. Special packers are available for placing by wire line that enable testing without withdrawing the drill rods.

In unsaturated materials above a relatively impermeable bed a pump-in test with observation holes can be laid out to measure the mound of water developed around the borehole during the test. The hydraulic conductivity is then calculated by using the equations of groundwater hydraulics (USBR, 1951).

**Gravity tests (field tests).** With the same general setups as used for pump-in tests, falling-head and constant-head tests can be performed without the need for a pump. Usually a constant-head test is performed, and the hydraulic conductivity is calculated by using the equations of groundwater hydraulics (USBR, 1974, Des. E-18). If an aquifer is saturated a falling-head gravity test is appropriate (Terzaghi & Peck, 1967). For water testing soils in shallow pits and auger holes a constant-head gravity test is available (USBR, 1974, Des. E-19).

#### 3.3.4.2. *Potentiometric surface*

Hydrogeological investigations of the groundwater table and potentiometric surface positions are carried out by piezometers installed in the boreholes drilled during the course of the site investigation work. With sufficient piezometers, it is possible to draw contour lines of equal piezometric heads (see e.g., Brassington, 1988 for the construction and interpretation of contour maps).

For future investigations of possible leakage and the detection thereof, it is useful to know the pre-impoundment groundwater conditions (levels, temperatures, and chemistry).

Many groundwater tables, however, show a seasonal pattern of variation and in many cases there are also long-period fluctuations. Sufficient time must therefore be allocated to these observations, such that the trend in their variation can be established. Reservoir filling and subsequent fluctuations may also cause accompanying groundwater table fluctuations which are of interest and must be recorded.

### 3.3.4.3. Cheminement de l'écoulement

Sur certains sites de barrage, il est parfois nécessaire d'investiguer le régime hydrogéologique sur une très grande zone pour comprendre les phénomènes tels que, sources artésiennes au site du barrage, déficiences d'écoulement dans les régions karstiques, et les fuites dans les appuis. Dans de tels cas les essais aux traceurs peuvent être utiles. En principe, de tels essais impliquent la sélection du traceur approprié, son introduction dans l'eau souterraine et subséquemment son suivi pour établir la direction de l'écoulement.

Il y a plusieurs types d'isotopes existant dans l'eau et qui peuvent être utilisés comme traceurs *naturels*. Ils incluent les isotopes stables tels que oxygène, hydrogène et carbone. L'interprétation des données d'isotope peut fournir l'information sur l'origine de l'eau, le cheminement de l'écoulement, la vitesse, le mécanisme de recharge, la composition chimique et l'âge de l'eau. Dans certains cas il est aussi possible de dériver l'information sur l'écoulement de l'eau des mesures de température de l'eau.

Les traceurs *artificiels* peuvent être classés (Siddle et al., 1986) en quatre groupes; (i) produits de teintures de couleur, (ii) traceurs à particules (spores et micro-organismes) (iii) composés chimiques stables (e.g. NaCl), et (iv) traceurs radioactifs artificiels (isotopes radioactifs). Siddle et al. (1986) présentent une liste de différents traceurs artificiels généralement utilisés et les principales exigences de leur utilisation, et donnent l'information sur le dosage, l'échantillonnage et la détection.

Mis à part les essais qualitatifs utilisant des colorants, seuls les composés chimiques stables offrent la possibilité de résultats quantitatifs si aucun laboratoire spécialisé n'est disponible. Les autres techniques de traçage nécessitent l'appui d'analyse de laboratoire normalement pas accessible aux entreprises d'investigation de site. Dans les formations à basse perméabilité, le temps requis pour les traceurs pour se déplacer sur de faibles distances peut être très long.

## 3.4. INVESTIGATIONS GÉOPHYSIQUES

### 3.4.1. Objectifs et planification des investigations géophysiques

Les méthodes géophysiques peuvent être utilisées pour les activités d'investigations pertinentes aux fondations des barrages présentées ci-après (Darracott & McCann, 1984):

- Estimation de l'épaisseur des dépôts de surface
- Détection de minces couches d'argile
- Profondeur du rocher
- Établissement des profils d'altération
- Étude des formes particulières structurales ou d'érosion (i.e. localisation de canaux enfouis, failles, dykes, etc.)
- Détection de cavités naturelles
- Estimation des paramètres d'ingénierie, i.e. module élastique dynamique, qualité et rippabilité du roc
- Détection de la trajectoire des fuites aux barrages existants

### 3.3.4.3. Flow path

At certain dam sites, it is sometimes necessary to investigate the hydrogeological regime over a wide area to understand certain phenomena, such as, artesian springs at the dam site, flow deficiencies in karst regions, and leakage through abutments. In such situations tracer tests may be helpful. In principle such tests involve the selection of an appropriate tracer, its introduction into the groundwater, and subsequent monitoring to establish the direction of flow.

There are various types of isotopes which occur in the water and which can be used as *natural* tracers. They include the stable isotopes of oxygen, hydrogen and carbon. Interpretation of isotope data can provide information on source of water, flow path, velocity, mechanism of recharge, chemical mixing, and age of the water. In certain cases it is also possible to derive information on water flow from measurements of water temperature.

*Artificial* tracers can be classified (Siddle et al., 1986) into four groups, (i) coloured dye-stuffs, (ii) particulate tracers (spores and micro-organisms), (iii) stable chemical compounds (e.g. NaCl), and (iv) artificial radio tracers (radioactive isotopes). Siddle et al. (1986) present a list of different artificial tracers commonly used and the principal requirements for employing them, and give information on dosing, sampling, and detection.

Apart from qualitative tests using dyes, only stable chemical compounds offer the possibility of quantitative results if no special laboratory facilities are available. The other tracer techniques require laboratory back-up analyses normally not readily available to site investigation contractors. In formations of low permeability, the time required for tracers to move even a short distance can be very long.

## 3.4. GEOPHYSICAL INVESTIGATIONS

### 3.4.1. Objectives and planning of geophysical investigations

Geophysical methods can be used for the following investigation activities pertaining to dam foundations (Darracott & McCann, 1984):

- Estimation of the thickness of surficial deposits
- Detection of thin clay seams
- Depth to engineering rockhead (bedrock)
- Establishing weathering profiles
- Study of particular erosional and structural features (e.g. location of buried channels, faults, dykes, etc.)
- Detection of natural cavities
- Estimation of engineering parameters, e.g. dynamic elastic moduli, rock quality, and rock rippability
- Detecting seepage paths at existing damsites

Les méthodes géophysiques d'exploration sont utilisées pour guider et compléter l'exploration directe, tel que le forage et les tranchées. Ce ne sont pas un substitut pour ceux-ci, mais avec une planification adéquate et l'utilisation des méthodes appropriées, il est généralement possible de réduire le nombre de forage requis pour une caractérisation adéquate des conditions souterraines. Une portion importante des levés d'investigation géophysique est préférablement conduite au cours des premières étapes d'un programme d'investigation géologique de terrain, ainsi certains des efforts lors des travaux de forage peuvent être utilisés afin d'explorer les anomalies géophysiques détectées. Il est donc rentable d'employer ces méthodes pour les investigations des fondations de barrage.

Différentes structures géologiques seront mieux étudiées avec un mélange de différentes techniques géophysiques et des méthodes directes. Les méthodes à employer selon la propriété physique des matériaux sous la surface du sol offrent la meilleure chance d'être déterminée avec confiance par une technique choisie. Le succès d'un programme d'investigation devrait aussi avoir quelques redondances, i.e. la détermination d'une quantité peut être obtenue à partir d'une ou plusieurs méthodes géophysiques.

Quand on choisit une méthode géophysique, les facteurs suivants doivent être considérés (Darrecott & McCann, 1984); Anon, (1988) : (i) pénétration, (ii) résolution, (iii) le rapport signal/bruit et (iv) le contraste dans les propriétés physiques. Ces quatre facteurs sont interreliés. Le rapport signal/bruit est d'une importance particulière, puisqu'il est une mesure du degré auquel le signal requis ressort d'un bruit environnemental ou ambiant. Ignorer ce fait a souvent été la raison de résultats pauvres avec une technique particulière. Une méthode géophysique mesure une certaine propriété (moyenne) du matériel (exemple : vitesse d'onde, résistivité, etc.). Pour obtenir un bon résultat, il doit exister suffisamment de contraste dans cette propriété entre deux unités lithologiques adjacentes.

Planifier un relevé géophysique doit aussi inclure des considérations telles que : efficacité-coût, responsabilité pour la localisation des levés de traverse géophysiques et sections, nivellement topographique et entreposage sécuritaire des données de base. Tenter de raffiner les résultats des levés géophysiques par d'autres travaux de terrain, lorsque les résultats attendus posent des problèmes, doit être judicieusement pesé contre l'utilisation de plus d'investigations traditionnelles directes.

### **3.4.2. Méthodes disponibles**

Le tableau 3.3 présente les méthodes géophysiques reconnues utiles pour les projets de génie civil et qui peuvent être utilisées lors d'investigations de fondation de barrage. Le rang d'évaluation 0 à 4 aide à sélectionner la technique la plus souhaitable pour une application particulière. La pratique courante de quelques-unes des méthodes les plus sophistiquées peut être trouvée dans Woods (1994).

Pour les fondations de barrage, les techniques les plus communes sont les profils de réfraction sismique et les sondages de résistivité électrique pour déterminer les profils du roc et les formes anormales, tel que canaux enfouis et zones de faille. Récemment, la méthode de réflexion sismique a augmenté son

Exploration geophysical methods are used to guide and supplement direct exploration efforts, such as drilling and trenching. They are not a substitute for these, but with careful planning and use of the proper methods, it is usually possible to reduce the number of borings required for adequate characterization of the subsurface conditions. A significant portion of the exploration geophysical surveys is best conducted during the early stages of a given geological field investigation program so that some of the drilling effort can be used to explore detected geophysical anomalies. It is therefore cost-effective to employ these methods in dam foundation investigations.

Different geological structures will be studied best by a mixture of different geophysical techniques and direct methods. Methods to be employed depend on which physical properties of the subsurface materials offer the best chance of being determined reliably by a given technique. A successful investigation program should also have some redundancy, i.e. the determination of a quantity should result from two or more geophysical methods.

When selecting a geophysical method, the following factors must be considered (Darrecott & McCann, 1984); Anon., 1988): (i) penetration, (ii) resolution, (iii) signal-to-noise ratio, and (iv) contrast in physical property. All four factors are interrelated. The signal-to-noise ratio is of particular importance, since it is a measure of the degree to which the required signal stands out from the environmental or ambient noise. Ignoring this fact has often been the reason for poor results with a particular technique. A geophysical method measures a certain (average) property of the material (e.g. wave velocity, resistivity, etc.). In order to be successful there must be sufficient contrast in this property between adjacent lithological units.

Planning a geophysical survey must also include such considerations as cost effectiveness, responsibilities for setting out of geophysical traverse lines and sections, and topographic levelling, and the safe storage of raw data. The attempt to refine the outcome of geophysical surveys by additional field work, when the anticipated results are problematic, must be carefully weighted against the use of more traditional modes of direct exploration.

### **3.4.2. Available methods**

Table 3.3 lists various geophysical methods which have been found useful in civil engineering projects and can be applied to dam foundation investigations. The rating numbers 0 to 4 help in selecting the most suitable technique for a particular application. The state-of-practice of some of the more sophisticated methods can be found in Woods (1994).

For dam foundations, the most common techniques are seismic refraction spreads and electrical resistivity soundings to determine bedrock profiles and anomalous features, such as buried channels and fault zones. Recently, the seismic reflection method has also found increased application (Hill, 1992; King (1992).

champ d'application (Hill, 1992; King, 1992). Avec l'amélioration continue des équipements informatiques, des logiciels et des programmes d'interprétation, cette technique a de forte chance de gagner en popularité. Lorsque les trous de forage sont disponibles, ceux-ci peuvent être utilisés pour des investigations sismiques de la masse rocheuse de type entre-trous (crosshole) ou de surface-à-forages. Des relevés similaires peuvent être réalisés dans des tunnels exploratoires, tels que "petite sismique" (Schneider, 1967). Des variations dans les vitesses des ondes de compression et de cisaillement peuvent être apparentées à l'état de fractures (ou RQD). Les limitations importantes des levés sismiques sont: (i) la méthode réfraction est incapable de détecter une couche de faible vitesse sous une couche de vitesse plus élevée et (ii) la capacité de détection de la méthode de réflexion sismique est fonction de l'impédance acoustique à la limite entre les couches et la fréquence de l'onde sismique induite.



With the continuing improvements in equipment hardware and interpretative software, this technique is likely to gain in popularity. When boreholes are available, these can be used for crosshole or surface to borehole seismic investigations of the rock mass. Similar measurements can be carried out in exploratory adits, such as "petite sismique" (Schneider,1967). Variations in the velocities of compression and shear waves can be related to fracture state (or RQD). Important limitations of seismic surveys are (i) the refraction method is unable to detect a lower-velocity layer beneath a higher-velocity layer and (ii) the detection capability of the seismic reflection method is a function of the acoustical impedance at the boundary between layers and frequency of the induced seismic wave.

Tableau 3.3.  
Méthodes géophysiques d'ingénierie et l'utilité de leur application (Anon, 1988)

Méthodes géophysiques	Applications géotechniques																			
	Profondeur au roc	Stratigraphie	Lithologie	Zones fracturées	Déplacement de failles	Module élastique dynamique	Densité	Rippabilité	Détection des cavités	Artefacts enfouis	Exploration des eaux souterraines	Qualité de l'eau	Porosité	Perméabilité	Température	Taux d'écoulement et/ou direction	Canaux enfouis	Poches d'argile dans le calcaire	Sable et gravier	Dykes ignés
<b>Sismique</b>																				
• Réfraction	4	4	3	3	4	3	2	4	1	1	2	0	0	0	0	0	4	1	2	1
• Réflexion – terre	2	2	2	1	2	0	0	0	2	1	2	0	0	0	0	0	1	0	0	1
• Réflexion – marine	4	4	2	2	4	0	0	1	0	2	0	0	2	0	0	0	4	0	0	0
• Entre trou (cross-hole)	2	2	3	3	1	4	2	2	3	2	0	0	0	0	0	2	0	1	2	2
<b>Électrique</b>																				
• Sondage de résistivité	4	3	3	2	2	0	0	1	2	1	4	4	3	1	0	0	3	0	3	0
• Polarisation induite (IP)	2	2	3	1	0	0	0	0	0	0	3	1	3	2	0	0	2	1	1	1
• Électromagnétique tivité	3	2	2	4	1	0	0	0	3	3	4	4	1	0	0	3	4	3	3	3
<b>Autres</b>																				
• Géoradar (GPR)	2	3	1	2	3	0	0	0	3	4	2	2	1	0	0	2	2	1	1	2
• Gravité	1	0	0	0	2	0	2	0	2	1	1	0	0	0	0	2	1	1	1	2
• Magnétique	0	0	0	0	2	0	0	0	2	3	0	0	0	0	0	1	3	0	0	4
<b>Forage</b>																				
• Polarisation spontanée	2	4	4	1	1	0	0	0	1	0	4	2	0	0	0	0	0	0	0	0
• Résistance d'un point	2	4	4	0	0	0	0	0	0	0	4	2	1	0	0	0	0	0	0	0
• Résistivité latérale et normale longue et courte	2	4	4	0	0	0	0	0	0	0	4	2	4	0	0	0	0	0	0	0
• Gamma-naturel	2	4	4	0	0	0	0	0	0	0	2A	2	1A	3A	0	0	0	0	0	0
• Gamma-gamma	3A	4	4	0	0	0	3A	0	0	0	2A	0	3A	2A	0	0	0	0	0	0
• Neutron	2A	4	4	0	0	0	3A	0	0	0	3A	0	3A	2	0	0	0	0	0	0
• Conductivité du fluide	0	1	0	0	0	0	1	0	2	0	4	4	4	1	0	0	0	0	0	0
• Température du fluide	0	0	0	1	0	0	0	0	1	0	2	3	0	0	4	2	0	0	0	0
• Sonique (vitesse)	3	4	2	3	0	3	2	1	2	0	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0

0 = pas considéré applicable; 1 = utilisation limitée; 2 = à utiliser, ou peut être utilisé, mais n'est pas considéré comme la meilleure approche, ou a des limitations; 3 = excellent potentiel mais pas complètement développé; 4 = considéré généralement comme une excellente approche, techniques bien développées; A = en conjonction avec d'autres diagraphies électriques ou nucléaires

Table 3.3.  
Engineering geophysical methods and usefulness of their application (Anon, 1988)

Geophysical method	Geotechnical application																			
	Depth to bedrock	Stratigraphy	Lithology	Fractured zones	Fault displacement	Dynamic elastic moduli	Density	Rippability	Cavity detection	Buried atreifacts	Groundwater exploration	Water quality	Porosity	Permeability	Temperature	Flow rate and/or direction	Buried channels	Clay pockets in limestone	Sand and gravel	Basic igneous dykes
<b>Seismic</b>																				
• Refraction	4	4	3	3	4	3	2	4	1	1	2	0	0	0	0	4	1	2	1	
• Reflection – land	2	2	2	1	2	0	0	0	2	1	2	0	0	0	0	1	0	0	1	
• Reflection – marine	4	4	2	2	4	0	0	1	0	2	0	0	2	0	0	4	0	0	0	
• Cross-hole	2	2	3	3	1	4	2	2	3	2	0	0	0	0	0	2	0	1	2	
<b>Electrical</b>																				
• Resistivity sounding	4	3	3	2	2	0	0	1	2	1	4	4	3	1	0	3	0	3	0	
• Induced polarization (IP)	2	2	3	1	0	0	0	0	0	0	3	1	3	2	0	2	1	1	1	
• Electromagnetic (EM) and resistivity profiling	3	2	2	4	1	0	0	0	3	3	4	4	1	0	0	3	4	3	3	
<b>Others</b>																				
• Ground probing radar	2	3	1	2	3	0	0	0	3	4	2	2	1	0	0	2	2	1	2	
• Gravity	1	0	0	0	2	0	2	0	2	1	1	0	0	0	0	2	1	1	2	
• Magnetic	0	0	0	0	2	0	0	0	2	3	0	0	0	0	0	1	3	0	4	
<b>Borehole</b>																				
• Self potential	2	4	4	1	1	0	0	0	1	0	4	2	0	0	0	0	0	0	0	
• Long & short normal, and lateral resistivity	2	4	4	0	0	0	0	0	0	0	4	2	1	0	0	0	0	0	0	
• Natural gamma	2	4	4	0	0	0	0	0	0	0	4	2	4	0	0	0	0	0	0	
• Gamma-gamma	2	4	4	0	0	0	0	0	0	0	2A	2	1A	3A	0	0	0	0	0	
• Neutron	3A	4	4	0	0	0	3A	0	0	0	2A	0	3A	2A	0	0	0	0	0	
• Fluid conductivity	2A	4	4	0	0	0	3A	0	0	0	3A	0	3A	2	0	0	0	0	0	
• Fluid temperature	0	1	0	0	0	0	1	0	2	0	4	4	4	1	0	0	0	0	0	
• Sonic (velocity)	0	0	0	1	0	0	0	0	1	0	2	3	0	0	4	2	0	0	0	
	3	4	2	3	0	3	2	1	2	0	1	0	1	0	0	0	0	0	0	

0 = not considered applicable; 1 = limited use; 2 = used, or could be used, but not best approach, or has limitations; 3 = excellent potential but not fully developed; 4 = generally considered an excellent approach, techniques well developed; A = in conjunction with other electric or nuclear logs.

Une application importante des méthodes sismiques est l'évaluation du module de déformation de la fondation rocheuse. Le module dynamique obtenu à partir de l'onde des vitesses de propagation s'applique seulement à des niveaux de très basse déformation. Ce module peut être ajusté à des niveaux d'efforts-contrainte réalistes lorsqu'il est utilisé pour les calculs de déformation de la fondation et ce pour les charges imposées du barrage et du réservoir. Il y a des corrélations et des équations pour ajuster les courbes qui donnent des valeurs du module en fonction du niveau de déformation (Wilson & Marsal, 1979).

Les mesures par la technique "petite sismique" ont donné de bonnes corrélations entre le module statique obtenu des essais conventionnels au vérin (jack tests) et la fréquence des ondes de cisaillement. Il n'existe pas une bonne corrélation qui utilise la mesure des vitesses d'ondes (Schneider, 1967; Bieniawski, 1978; ICOLD, 1993).

Beaucoup de progrès ont été récemment faits dans les méthodes sismiques qui sont basées sur les ondes de surface (Rayleigh). Elles donnent une idée rapide pour déterminer les modules de faibles contraintes - profil de profondeur près de la surface du sol et du roc sans l'utilisation des trous de forage et sont d'un très bon rapport rendement-prix. Les deux méthodes sont l'analyse-spectrale-des-ondes-de-surface (ASOS) et l'onde-de-surface-continue (OSC) (Matthews et al, 1996). La technique ASOS emploie le coup de marteau comme source d'énergie tandis que la procédure OSC utilise un vibreur à vibrations constantes. La technique de marteau est considérée comme une limitation majeure de la méthode ASOS parce qu'elle rend le contrôle des fréquences et la résolution difficiles. Cependant, il est possible d'obtenir de plus grande profondeur d'investigation que pour la méthode OSC, pour laquelle la limite est d'environ 8 m et 20 m dans les sols cohésifs et le roc altéré respectivement.

Les méthodes de "logging" géophysique sont utilisées pour établir la variation des propriétés physiques du terrain en profondeur dans un trou de forage. Par exemple, le "logging" de gamma naturel peut localiser les zones argileuses potentiellement dangereuses et le "logging" de vitesse sonique 3D peut être employé pour localiser les zones de fractures. Une variété de "logs" nucléaire et électrique de trou de forage sont disponibles pour l'estimation des densités et porosités des formations.

Un outil récent est la tomographie par sondes sismiques. Il est basé sur l'inversion des mesures limites (e.g. le temps de déplacement de l'onde) pour déterminer par procédures mathématiques sophistiquées le champ d'un paramètre dans une masse de terrain. Les résultats sont présentés sous forme d'images 3D ou projection sur une section choisie. Les solutions ne sont, cependant, pas nécessairement uniques. Elles dépendent des suppositions faites, comme le comportement des matériaux constitutifs (Santamaria, 1994). Cette méthode est très puissante et possède des applications directes dans les investigations des fondations de barrage, e.g., détection de cavités.

Le géoradar (GPR) utilise les ondes radio pour les relevés à faibles profondeurs. Il enregistre les réflexions provenant des interfaces avec différentes constantes diélectriques. La méthode est meilleure pour les matériaux à basse

An important application of seismic methods is the assessment of the deformation modulus of the foundation rock. Dynamic moduli obtained from wave propagation velocities apply only to very low strain levels. When used for foundation deformation computations for imposed dam and reservoir loads, these moduli must be adjusted to realistic stress-strain levels. Correlations and curve-fitting equations exist that give moduli values as functions of strain level (e.g. Wilson & Marsal, 1979).

Measurements by the "petite sismique" technique have given good correlation between the static modulus obtained from conventional jack tests and the frequency of shear waves. Good correlation was not achieved using the measured wave velocities (Schneider, 1967; Bieniawski, 1978; ICOLD, 1993).

Much progress has recently been made in seismic methods which are based on surface (Rayleigh) waves. They provide a rapid means of determining small strain shear modulus - depth profiles in near-surface soil and rock without the use of boreholes and are very cost-effective. The two methods are the Spectral-Analysis-of-Surface-Waves (SASW) method and the Continuous-Surface-Wave (CSW) method (Matthews et al., 1996). The SASW technique employs a hammer blow as energy source while the CSW procedure uses a steady-state vibrator. The hammer technique is considered a major limitation of the SASW method because it makes frequency control and resolution difficult. However, it enables a greater depth of investigation than the CSW method, for which the limit is about 8 m and 20 m in cohesive soil and weak rock respectively.

Geophysical logging methods are used to establish the variation of the physical properties of the ground with depth in a borehole. For example, natural gamma logging can locate potentially hazardous clay seams, and 3-D sonic velocity logging can be used to locate fracture zones. A variety of nuclear and electrical borehole logs are available for estimating formation densities and porosities.

A recent tool is tomography by seismic waves. It is based on the inversion of boundary measurements (e.g., the travel time of the wave) to determine by sophisticated mathematical procedures a field of a parameter within a body. Results are displayed as 3-D images or as projection on a selected section. Solutions are, however, not necessarily unique. They depend on the assumptions made, such as the material constitutive behaviour (Santamarina, 1994). This method is very powerful and has direct applications in dam foundation investigations, e.g., detection of cavities.

Ground penetration radar (GPR) uses radio waves for subsurface surveys. It records the reflections from interfaces with differing dielectric constants. The method is best suited for materials with low conductivity. It can be used for

conductivité. Elle peut être utilisée pour la tomographie dans les trous de forage pour vérifier s'il y a des cavités dans la fondation rocheuse (By et al., 1992). Un espacement entre les forages de plus de 39 m et une profondeur de 90 m a été utilisé (Kong & By, 1995). La profondeur de pénétration du radar dépend de la conductivité du sol et de la roche et permet d'investiguer actuellement jusqu'à un maximum d'environ 30 m. Plusieurs systèmes commerciaux de GPR sont en utilisation, mais jusqu'à maintenant seulement, quelques applications sont connues dans les investigations de fondation de barrage. La capacité de détection de cavernes peu profondes par la méthode GPR est obtenue en combinant celle-ci avec les profils électromagnétiques à très basses fréquences (VLF-EM) (Meier et al., 1997).

### **3.5. EXPLORATIONS GÉOTECHNIQUES SUR LE TERRAIN**

#### **3.5.1. Puits et tranchées, cheminées et galeries**

Les puits excavés manuellement, à la rétro-excavatrice ou à la pelle hydraulique sont relativement peu coûteux et fournissent des informations pertinentes sur les conditions à faible profondeur (Fell et al., 1992) :

- le profil stratigraphique est clairement visible et peut être décrit et photographié
- les différents matériaux, leur contact et leur structure peuvent être observés
- des essais in situ peuvent être réalisés sur les parois ou au plancher
- des échantillons "non remaniés" (sous forme de bloc) peuvent être récupérés

À moins d'être excavée manuellement, la profondeur du puits est limitée par la portée de l'équipement (habituellement entre 4 et 6 m) ou la présence d'un horizon très dense. Les infiltrations d'eau souterraine limitent la profondeur d'excavation à cause de l'effondrement des parois. Exceptionnellement, comme ce fut le cas pour le réservoir Eastside en Californie, États-Unis, des auto-chargeurs (scrapers) et des bennes preneuses (draglines) ont été utilisés pour excaver un très grand puits d'essai de plus de 20 m de profondeur dans les alluvions. Les propriétés des matériaux déterminées sur des échantillons récupérés dans ce puits ont été comparées à celles obtenues antérieurement lors d'essais dans des trous de forage réalisés sur le même site (Kramer, 1998).

De longues tranchées, convenablement étayées, sont particulièrement utiles pour étudier les indices d'anciens mouvements de solifluxion ou de faille (néotectonique) en rendant visible les matériaux d'une façon continue.

Pour des barrages de grande hauteur et des conditions géologiques particulières, par exemple un calcaire contenant des cavités, des roches volcaniques et un socle rocheux fracturé et cisailé, des galeries et des puits sont conseillés bien qu'ils soient coûteux et longs à excaver. Si possible, les galeries sont préférables aux puits<sup>6</sup> car elles permettent généralement un accès plus facile pour les explorations.

---

<sup>6</sup> Appelés aussi cheminées

borehole tomography to check for cavities in the foundation rock. (By et al., 1992). Borehole spacings of up to 39 m and 90 m depth have been used (Kong & By, 1995). The penetration depth of the radar depends on the conductivity of the soil and rock and is presently reaching a maximum of about 30 m. Various commercial GPR systems are in use, but so far only a few applications are known in dam foundation investigations. Detection capability for shallow-seated caves by the GPR method is enhanced by combining it with Very Low Frequency Electromagnetic (VLF-EM) profiling (Meier et al., 1997).

### **3.5. GEOTECHNICAL FIELD INVESTIGATIONS**

#### **3.5.1. Test pits and trenches, shafts and adits**

Test pits excavated manually, or by back-hoe or excavator, are relatively inexpensive and effective in providing information on shallow subsurface conditions (e.g., Fell et al., 1992):

- profile is clearly visible and can be logged and photographed
- material types, contacts, and structure can be observed
- in situ tests can be carried out in walls and base
- "undisturbed" samples (block samples) may be collected

Unless excavated manually, the pit is limited by the reach of the excavator (usually about 4-6 m), or it may be stopped when reaching a firm layer. Groundwater inflow definitely limits the excavation depth due to cave-in of sides. An exceptional case is the Eastside Reservoir Project in California, USA, where scrapers and then draglines were used to excavate a huge test pit in alluvium 20 and more meters deep. Material properties obtained of samples from the pit were compared to earlier data obtained from borehole tests conducted in the same location (Kramer, 1998).

Long trenches, properly supported, are particularly useful to study evidence of past slope or fault movements (neotectonics) by providing continuous exposure of the subsurface materials.

For high dams and difficult geologic conditions, e.g., with cavernous limestone, volcanics, and fractured and sheared bedrock, adits and shafts are advisable, although they are expensive and slow to excavate. Where possible, adits are preferred to shafts as they generally allow a more convenient access for investigation. They may require ventilation and drainage, and whenever

Elles peuvent requérir un système de ventilation et de drainage, et quand cela convient, les galeries d'exploration sont incorporées dans la conception du barrage comme galeries de drainage ou d'injection. Les puits excavés à l'aide de tarières d'un mètre ou plus de diamètre ou à l'aide d'excavatrice à bennes preneuses sont souvent utilisés pour les explorations des dépôts alluvionnaires ou d'origine glaciaire. Les galeries et les puits permettent de faire des observations directes et des comparaisons avec les conditions de surface, de mesurer l'orientation des discontinuités, de réaliser des essais in situ, des forages et des injections.

### **3.5.2. Forage et échantillonnage**

Un forage permet d'une part de réaliser un échantillonnage pour l'identification, la classification et les essais au laboratoire et d'autre part, de faire différents essais in situ à l'intérieur du forage. Le diamètre maximal du trou de forage est généralement inférieur à 100 mm et le plus souvent varie de 50 mm à 75 mm. Le tableau 3.4 présente sommairement certains des différents équipements techniques de forages disponibles, leurs applications, leurs avantages et désavantages. La géocaméra et le géologueur (logging) peuvent être utilisés dans des trous aussi petits que 50 mm de diamètre.

#### *3.5.2.1. Échantillonnage des sols*

L'échantillonnage des sols comprend des échantillons "remaniés" mais représentatifs ou des échantillons "intacts". La qualité des échantillons "intacts" varie beaucoup. Un spécimen virtuellement intact ne peut être obtenu que d'un bloc découpé manuellement dans un puits ou une tranchée, et à grande profondeur grâce à un échantillonneur à parois minces (Shelby) spécialement conçu pour les sols cohérents. Le fond du trou doit être soigneusement nettoyé avant le prélèvement et les échantillons systématiquement identifiés, scellés pour éviter les pertes d'humidité, et soigneusement transportés et détubés pour minimiser le remaniement.

Des échantillons intacts ne peuvent être obtenus dans le sable et les graviers pulvérulents sans l'usage préalable d'une technique très spéciale telle la congélation in situ. Cependant le triple carottier modifié de Denison (ou de Mazier) avec un tube intérieur stationnaire de plastique permet de faire un échantillonnage continu même dans les matériaux sablonneux. Les propriétés géotechniques des sols non cohérents doivent par conséquent être déterminées soit sur des échantillons reconstitués en laboratoire à la masse volumique en place, soit par des essais in situ.

#### *3.5.2.2. Échantillonnage des roches*

La méthode la plus commune pour l'échantillonnage des roches est le forage par carottage. Le carottage continu avec récupération totale donne un profil continu du roc de fondation ou des appuis. Une récupération partielle devrait alerter le responsable des travaux qu'un certain délavage, possiblement important, s'est produit. Généralement lors des investigations géotechniques, un forage en carottage



appropriate, exploratory adits are incorporated in the final design of the dam as drainage or grouting galleries. Shafts dug by 1 m or larger diameter augers or clam shell excavators are often used to explore alluvial and glacial deposits. Adits and shafts provide the possibility for direct observation and comparison with surface conditions, measurement of orientation of discontinuities, in situ testing, and drilling and grouting.

### **3.5.2. Drilling and sampling**

Drilling allows sampling for identification, classification and laboratory testing, as well as various types of in situ tests in the boreholes. Maximum hole diameter is usually less than 100 mm and most often in the range 50-75 mm. Table 3.4 summarizes some of the different drilling equipment and techniques available, their applicability, advantages and disadvantages. Down-hole television and logging have been used in holes as small as 50 mm in diameter.

#### *3.5.2.1. Soil sampling*

Soil sampling is categorized as "disturbed", but representative samples, or "undisturbed" samples. There is a wide range of sample qualities within the undisturbed category. Virtually undisturbed specimens can only be obtained from block samples hand-cut in pits or shafts, or at larger depths by specially designed thin-walled steel tubes (Shelby tubes) in cohesive soils. The bottom of the borehole must be carefully cleaned before taking the next sample and the samples systematically identified, sealed against moisture loss, and carefully transported and extruded to minimize disturbance.

Undisturbed samples of cohesionless sands and gravels cannot be obtained unless very special techniques, like in situ freezing, precedes sampling. However, the modified Denison (or Mazier) triple core barrel with inner stationary plastic tube permits continuous sampling even in sandy materials. The geotechnical properties of cohesionless soils, therefore, must usually be determined on laboratory samples reconstituted to the estimated in situ density, or by in situ tests.

#### *3.5.2.2. Rock sampling*

The most common form of rock sampling is by coring boreholes. A cored borehole with full core recovery presents a continuous profile through the rock foundation or abutment. Less than full recovery should alert the investigator that some, possibly significant, material has been washed out. Continuous coring of a borehole is usually required for a geotechnical investigation. Samples selected for

continu est requis. Les échantillons sélectionnés pour les essais de laboratoire doivent être scellés et les essais réalisés le plus tôt possible après le forage. La diminution de la teneur en eau peut grandement affecter les valeurs des propriétés mécaniques mesurées au laboratoire. De plus, les carottes peuvent se détériorer rapidement une fois exposées, plus particulièrement dans le cas des argilites et des siltstones.

Une quantité importante de données géotechniques sur les fondations peut être obtenue lors de la réalisation du forage par carottage en faisant les enregistrements de paramètres mécaniques (ICOLD, 1993) :

- vitesse de pénétration
- poussée sur outil
- couple (forage par rotation)
- vibrations (forage par percussion, marteau à fond de trou)
- pression de fluide du forage et perte de fluide

laboratory investigations should be carefully sealed and tested as soon as practicable after drilling. Alteration in moisture content can produce significant changes in measured mechanical properties, and a core can deteriorate rapidly on exposure, particularly with shales and siltstones.

Much geotechnical information about the foundation can be obtained by recording the following mechanical parameters while drilling boreholes, including coring (ICOLD, 1993):

- penetration speed
- load on drill bit
- torque required (rotary drilling)
- vibrations measured (percussion rotary drilling, hammer drilling)
- drilling fluid pressure and fluid loss.

Tableau 3.4.  
Techniques de forage et leur application (d'après Fell et al., 1992)

Techniques de forage	Diamètre du forage	Support	Application	Avantages	Désavantages et précautions	Coûts approximatifs et productivité (1991)
Forage à la tarière: pleine	Généralement 100 mm	Auto-support	Sols argileux, sable humide au-dessus de la nappe phréatique	Installation facile et forage rapide. Échantillonnage continu remanié	Profondeur limitée/ max. normal 30 m. Pas applicable pour des sols sablonneux sous la nappe (support requis)	\$15/m 30 m/jour
Forage à la tarière : évidée	Généralement 150 mm	Auto-support au-dessus de la nappe. Tarière utilisée comme support au-dessous de la nappe phréatique	Comme ci-dessus et pour les sols sablonneux au-dessous de la nappe, en utilisant la tarière comme support	Comme ci-dessus et peut être utilisé sous la nappe si tarière remplie d'eau ou de boue. Échantillonnage facile	Ne sont normalement pas remplis d'eau ou de boue. Remontée ou remaniement peut se produire à la base du trou particulièrement lors de la récupération des échantillons	\$15/m 20 m/jour
Forage par rotation : sans carottage dans les sols (*)	Généralement 75-100 mm	Auto-support des sols argileux. Tubage et/ou le forage à la boue (bentonite ou polymère)	Dans tous les sols	Forage à travers tous les types de sols. Permet toute la gamme d'échantillonnage et d'essais in situ	Identification insuffisante des sols dans les copeaux de forage. Impossible de déterminer les petites couches de sable dans l'argile. Identification exacte possible seulement à partir des échantillons intacts ou de la cuillère fendue Incapacité de pénétrer efficacement le gravier	\$30/m - sols (75 mm), \$5/m extra (100 mm), \$50/m et plus dans le gravier de la rivière. Courses de 3 m, avec une bonne foreuse et une tête hydraulique à vitesse variable pour le carottage/ échantillonnage. Camion équipé avec 2 ou 3 treuils pour une manipulation rapide des tiges de forages lors des essais. Taux de location \$100-120/h approx.
Forage par rotation : sans carottage dans le roc (*)	Comme ci-dessus	Généralement sans support dans le roc, mais la boue peut être requise dans certains rocs	Tous les types de rocs	Forage rapide mais sans récupération d'échantillon. Identification du roc difficile.	Nécessité de tuber et de remplir le trou avec le fluide (eau, boue) pour empêcher la remontée du sable lâche et le remaniement par cisaillement d'argile en profondeur. À noter que les argiles raides peuvent être cisailées à 30 m de profondeur sans utilisation de la boue. La boue est coûteuse et sa préparation prend du temps.	
Forage par rotation : carottage dans les sols	Diamètre " N " 76 mm ext., carotte 52 mm. Diamètre " H " 100 mm ext., carotte 76 mm. EX, AX, BX, ne devrait pas être utilisé dans les sols.	Tubage et boue; peut utiliser air ou mousse pour améliorer la récupération dans certains cas	Sols argileux et silteux. Avec des soins adéquats, une bonne récupération peut être obtenue dans tous les sols cohésifs	Échantillonnage continu non remanié permet l'identification de la stratification dans les alluvions	Sans récupération dans le sable pur et le silt. Échantillons généralement remaniés par le relâchement des contraintes et le gonflement dû à l'utilisation de l'eau lors du forage. Diamètre "H" donne une meilleure récupération mais plus difficile à la manipuler (poids accru)	"N"-carottage 60\$-80\$/m. "H"-carottage \$ 70-100/m 10-15 m/jour de carottage. Rémunération à l'heure préférable pour assurer la meilleure récupération possible. Taux de locations : \$100- 200/ h, plus \$5/m pour l'usure du trépan
Forage par rotation : carottage dans le roc		Généralement aucun délavage avec l'eau	Roches alcalines	Carotte continue de roc		

Table 3.4.  
Drilling techniques and their applicability (after Fell et al., 1992)

Drilling technique	Hole diameter	Support	Applicability	Advantages	Disadvantages and precautions	Approx. cost & productivity (1991)
Auger drilling: Solid flight	Usually 100 mm	Self support	Clayey soils, moist sand above the water table	Ease of setting up, rapid drilling, continuous disturbed sample recovered	Limited depth - 30 m normal maximum. Not applicable for sandy soils below water table because hole needs support	\$ 15 per metre 30 m/day
Auger drilling: Hollow flight	Usually 150 mm	Self-support above water table. Augers used to support below water table	As above, and for sandy soils below water table by using augers for support, and sampling through center of augers	As above, can be used below water table if flights filled with water or mud. Easy sampling	Hollow flights are normally not filled with water or mud so "blowing" or disturbance at base of hole may occur particularly when withdrawing samples	\$ 18 per metre 20 m/day
Rotary drilling: Non-coring in soil (*)	75-100 mm common	Self-support clayey soils. Casing and or drilling mud (bentonite or chemical)	All soil types	Drill through all soil types. Allows full range of sampling and testing techniques	Poor identification of soil types in drilling cuttings. Virtually impossible to identify thin beds of sand in clay, etc.. Proper identification only possible from undisturbed or SPT samples. Unable to penetrate gravels efficiently.	\$ 30/m soil (75 mm) \$ 5/m extra (100 mm), \$ 50/m plus river gravel. Good soils investigation rotary drill rig with hydraulic top drive drill 3 m stroke. Variable speed head for augering/coring. Truck mounted with 2 or 3 winches to facilitate rapid removal of drill rods for testing. Hire rate is approx. \$ 100-120/h
Rotary drilling: Non-coring in rock (*)	As above	Usually no support in rock, may need mud in some rock	All rock types	Rapid drilling. However no sample recovered and rock identification difficult	Must case and fill hole to surface with water or mud to prevent blowing in looser sand, and disturbance by shear failure in clay at depth. Note that stiff clays can fail by shear at 30 m depth if not supported by mud. Mud costly and takes time to set up and mix.	
Rotary drilling: Coring in soil	"N"OD. 76 mm, core 52 mm, "H"OD. 100 mm, core 76 mm EX,AX,BX should not be used in soil	Casing and drilling mud. May use air or foam to improve recovery	Clayey and silty soils. With care good recovery can be achieved in all soils with any cohesion	Continuous "undisturbed" sample allows identification of stratification in alluvial soils	No recovery in clean sand and silt. Samples usually disturbed by stress relief and swell due to water used for drilling. "H" size core gives better recovery but is more difficult to handle due to added weight.	"N" coring \$ 60-80/m. "H" \$ 70-100/m. 10-15 m/day coring. Best carried out on hourly basis to ensure best practicable core recovery. Rig hire \$ 100-200/h. Add \$ 5/m for bit wear.
Rotary drilling: Coring in rock		Usually no flush with water	Alkali rock types	Continuous core of rock		

Tableau 3.4.  
Techniques de forage et leur application (Suite)

Techniques de forage	Diamètre du forage	Support	Application	Avantages	Désavantages et précautions	Coûts approximatifs et productivité (1991)
Circulation inversée	Généralement BQ, double carotier	Tubage extérieur de l'équipement pour la circulation	Sable, sable avec du gravier fin	Forage rapide, récupération intégrale (sol remanié). Utile dans la recherche de dépôts de sable	Généralement moins disponible. Équipement plus dispendieux. Échantillonnage remanié, aucun essai possible.	Taux de locations \$100-200/h, plus la location du compresseur. Vitesse de forage jusqu'à 30m /h
Percussion à câble	Jusqu'à 750 m	Tubage qui sera ou ne sera pas récupéré	Sable, gravier	Peut pénétrer les graviers. Peut forer à grand diamètre. Équipement simple. Souvent disponible dans des endroits éloignés pour le creusage de puits	Forage lent. Gravier broyé pour permettre sa récupération, peut induire en erreur sur la granulométrie réelle. Les couches sont mêlées entre elles lors du broyage et de la récupération. Les particules fines sont souvent perdues lors du forage (ex. gravier sableux décrit comme gravier). Transport et manutention difficiles en raison du poids élevé du tubage et des outils	\$60 - 90/h 2 m/h jusqu'à 0.1 m/h
Forage au marteau (percussion)		Auto-support dans le roc	Roc avec les parois stables	Forage rapide, taux de pénétration 200 m en 24 hr	Échantillons en copeaux de roc. Perte possible d'équipements dans le roc fracturé lâche	\$60 – 90 /h, plus le compresseur
Tarière à panier, tubage et tarière, tubage & " bennes à clapets"	900 à 1200 mm	Tubage qui sera ou ne sera pas récupéré	Sable et gravier	Forage des sols graveleux sans broyage. Approprié pour la recherche de dépôts de sable/gravier (filtres)	Coûteux. Échantillonnage et essais aussi coûteux à cause du grand diamètre	\$250/m pour le forage jusqu'à 10 m, 10 m/jr
Forage par rotation monté sur un véhicule tout-terrain	Comme ci-dessus	Comme ci-dessus	Forage dans les marécages, profondeur de l'eau 0,5 m max.	Permet l'accès là où la foreuse montée sur camion ne peut accéder à cause du terrain mou	Petite foreuse seulement. Applicable jusqu'à 30 m de profondeur	\$200/jr de coût additionnel par rapport au forage ordinaire
Forage par rotation monté sur une petite barge sur pattes	Comme ci-dessus	Comme ci-dessus	Forage sur l'eau jusqu'à 6 m de profondeur. Il existe de plus gros équipements mais essentiellement pour le forage en mer	Équipement flottant surélévé, non affecté par la marée ou les vagues	Coûteuse. Petite foreuse seulement	\$ 500/jr additionnel au coût de forage ordinaire. Coût additionnel pour une péniche, si requis

(\*)Plus d'informations peuvent être obtenues, pour un coût additionnel relativement faible, en réalisant un enregistrement des paramètres de forage et en analysant par comparaison avec les résultats de forages carottés exécutés dans la même zone.

Les autres coûts : U50 (tube seulement) \$16, U75 (tube seulement) \$30 plus \$25 (au dessus de 30 m.), SPT \$25 jusqu'à 30 m, boîte de carottes \$6/m, établissement des coûts (et ajustement si nécessaire).

Remarque : "N" = NMCL-76 mm-forage, 52 mm-carotte, "H" = HMLC -100 mm-forage, 76 mm-carotte, BQ = 60 mm-forage, 36 mm-carotte (séries de câbles).

Table 3.4.  
Drilling techniques and their applicability (continued)

Drilling technique	Hole diameter	Support	Applicability	Advantages	Disadvantages and precautions	Approx. cost & productivity (1991)
Reverse circulation	Usually BQ Duo-tube	Outer casing of reverse equipment	Sands, sand with fine gravel	Rapid drilling. Complete recovery of soil drilled (disturbed). Useful for investigation of sand sources	Less commonly available. More expensive equipment. Mixes strata. No testing or undisturbed sampling possible.	Rig hire \$ 100-120/hr plus compressor hire. Up to 30 m/hr.
Cable tool percussion	Up to 750 mm	Casing which may or may not be recovered	Sands, gravel	Can penetrate gravels. Can drill large diameter hole. Simple equipment. Often available in remote areas used for water bores.	Slow drilling. Gravel broken up to allow recovery in bailer can give misleading particle size distribution. Strata mixed in breaking up and recovery process. Fines often lost in drilling process - "Sandy gravel" logged as "gravel". Very heavy casing and tools for transport and handling.	\$ 60-90/h plus compressor hire.
Hammer drill (impact drill)		Self supporting in rock	Rock which will support	Very rapid penetration rate (200 m in 24 hours e.g.)	Samples limited to rock chips. May lose equipment in loose fractured rock	\$ 60-90/h plus compressor hire
Bucket auger, casing and auger, casing & clam shell	900 mm to 1200 mm	Casing which may or may not be recovered	Sands and gravel	Drill through gravelly soils without breaking up into smaller sizes. Suitable for investigation of sand/gravel filter sources	Costly. Sub-sampling and testing also expensive because of large sampling size	\$ 250/m for holes to 10 m 10m/day
Rotary drilling with rig on all terrain vehicle	As above	As above	Drilling in swamps, water up to 0.5 m deep	Allows access where truck mounted rig would not enter because of soft ground	Smaller drill rig mounted. Applicable to 30 m depth	\$ 200/day additional to ordinary drilling cost per day
Rotary drilling with rig on small jack-up barge	As above	As above	Drilling in water up to 6 m deep. Larger rigs available but essentially for offshore use.	Float rig into position and set on bottom, unaffected by tide or waves.	Costly to establish. Smaller drill rig mounted.	\$ 500/day additional to ordinary drilling cost. Add cost of work boat if applicable.

(\*)Much information on ground conditions can be obtained at small extra cost by recording the mechanical drilling parameters and analyzing them in comparison with the data collected from cored boreholes drilled in the same zone. Other costs: U50 (Tube only) \$ 16; U75 (Tube only) \$30+\$25 to take (above 30 m); SPT \$ 25 each to 30m; Core boxes \$ 6/metre, establishment costs (and accommodation if applicable).

Note: "N"=NMLC - 76 mm borehole, 52 mm core; "H"=HMLC - 100 mm borehole, 76 mm core; BQ=60 mm borehole, 36 mm core (wireline series).

L'enregistrement systématique de ces paramètres est fortement recommandé.

Parfois, les enregistrements continus de paramètres de forage non carottés apportent une information supérieure à celle obtenue par carottage, par exemple une tentative de carottage de fissures karstiques ouvertes ou remplies. Dans ce type de terrain, la récupération est presque inévitablement incomplète, ce qui rend difficile la détermination de la position des fissures et les propriétés des matériaux de remplissage. Dans ces cas, les relevés géophysiques et la géocaméra peuvent fournir des informations intéressantes (voir section 3.4.2).

### **3.5.3. Tests in situ**

Les méthodes des essais in situ sont conçues en fonction des objectifs des investigations, et des différents types de sols. Seul un bref résumé est présenté ici et des références à l'abondante littérature disponible sont fournies (Clemence, 1986). Les avantages respectifs des différents essais sont évalués par Wroth (1984), Finn et al. (1986), Lunne et al. (1989) et Fell et al. (1992).

#### *3.5.3.1. Essais au pénétromètre statique (CPT et CPTU)*

L'essai au pénétromètre statique peut être utilisé dans les sols cohérents (pas trop durs) ainsi que dans les sols non cohérents (pas trop grossiers). Beaucoup d'informations sont disponibles corrélant les résultats obtenus avec les propriétés géotechniques fondamentales. Au cours des dernières années, l'équipement standard a été doté de capteurs pour mesurer la surpression interstitielle engendrée durant l'enfoncement (piézocône, CPTU). Cette méthode est particulièrement bien adaptée pour déterminer la stratigraphie, les changements de couches, la résistance au cisaillement non drainé des argiles molles à moyennes, la densité relative et la résistance à la liquéfaction des dépôts de sable. Le piézocône peut également être utilisé pour évaluer la perméabilité in situ, basée sur la vitesse de dissipation de la surpression interstitielle développée au bout du cône lors de la pénétration. Des directives sur l'utilisation du CPT et CPTU sont décrites dans la publication de Lunne et al. (1997).

#### *3.5.3.2. Essais de pénétration standard (SPT)*

Cet essai est affecté par un manque de normalisation de l'équipement et de la procédure, mais des travaux récents ont apporté des améliorations significatives pour leur usage (Skempton, 1986). La méthode est largement utilisée pour déterminer la densité relative, l'angle de frottement et la résistance à la liquéfaction des sols non cohérents (section 2.5.2).

Une corrélation empirique relie la résistance à la pénétration (nombre de coups) à la résistance non drainée des argiles sensibles (Stroud, 1974). Lors de la pénétration, l'essai permet d'obtenir un échantillon remanié de 50 mm de diamètre au moyen de la cuillère fendue.



Systematic recording of such drilling parameters is strongly recommended.

Continuous recording of drilling characteristics of non-cored boreholes sometimes yields better information than coring, e.g., attempted coring of open or clogged karstic fissures. In this type of ground, core recovery is almost inevitably incomplete making it difficult to determine the positions of the fissures and the properties of their infilling. In this situation geophysical borehole logging and borehole television surveys can provide valuable information (see Section 3.4.2).

### **3.5.3. In situ tests in soils**

In situ test methods are designed for different soil conditions and purposes of investigation. Only a brief overview is presented here and reference is made to the extensive literature (e.g. Clemence, 1986). The relative merits of the different tests are evaluated by Wroth (1984), Finn et al. (1986), Lunne et al. (1989), and Fell et al. (1992).

#### *3.5.3.1. Static cone penetration test (CPT and CPTU)*

The cone penetration test may be used in cohesive soils (not too hard) as well as in cohesionless soils (not too coarse), and considerable experience exists relating the results to fundamental geotechnical properties. In recent years the standard equipment has been outfitted with sensors to measure excess pore pressures developed during penetration (piezocone, CPTU). The method is particularly well suited for determining soil stratification and layering, undrained strength of soft to medium clays, and the relative density and liquefaction resistance of sand deposits. The piezocone may also be used to backfigure in situ permeability based on the speed of dissipation of excess pore water pressures setup around the cone tip during penetration. Guidelines on the use of CPT and CPTU can be found in Lunne et al. (1997).

#### *3.5.3.2. Standard penetration test (SPT)*

The test suffers from lack of standardization of equipment and procedures, but recent efforts have given significant improvements in routine practice (Skempton, 1986). The method is widely used to determine relative density, friction angle, and liquefaction resistance of cohesionless soils (Section 2.5.2).

The penetration resistance (blow count) is also empirically correlated with the undrained strength of clays of low sensitivity (Stroud, 1974). The test also provides a split-spoon sample (disturbed), diameter 50 mm, during the penetration.

### 3.5.3.3 Essais de pénétration Becker (BPT)

La foreuse de type Becker est plus robuste et peut être utilisée là où le CPT et le SPT ne fonctionnent pas, à cause de la présence de gravier ou de blocs. Des travaux sont en cours pour étalonner cet essai en vue de déterminer la densité relative in situ et la résistance à la liquéfaction (Harder, 1998, Sy & Campanella, 1993).

### 3.5.3.4 Essais au dilatomètre plat (DMT)

Cet essai est utilisé dans le même but que le CPT, mais considérablement moins d'expérience est disponible. L'appareil en forme de lame permet d'estimer les contraintes latérales dans le terrain (Marchetti, 1980, ASTM Subcommittee, 1986).

### 3.5.3.5 Essais au scissomètre (VST)

Dans les fondations d'argile, la résistance au cisaillement non drainé peut être déterminée par les essais scissométriques, d'une manière plus directe que le CPT ou le SPT. Les essais ont été principalement utilisés dans les argiles molles à moyennes (Aas et al., 1986, Richard, 1988), mais un équipement spécial a été conçu pour les argiles raides (Wilson et Marsal, 1979).

### 3.5.3.6 Essais pressiométriques (PMT)

Il y a deux différents types d'équipement: le modèle conventionnel de Ménard et le modèle auto-foreur. Le premier se base beaucoup plus sur des corrélations empiriques avec les propriétés géotechniques que le deuxième, plus coûteux du point de vue utilisation. Cet essai peut en principe déterminer les déformations in situ beaucoup mieux que les essais décrits précédemment. Le pressiomètre auto-foreur permet également d'estimer les contraintes latérales lorsque les essais sont judicieusement exécutés. Cependant les paramètres interprétés sont largement affectés par l'installation qui varie d'un sol à l'autre (Lunne et al., 1989, Briaud, 1992).

### 3.5.3.7 Essais spéciaux in situ

Les *essais de plaque* réalisés sur la surface du terrain ou dans un puits, une galerie ou une cheminée peuvent être utilisés pour calculer les caractéristiques de déformations in situ. Lorsque la plaque est chargée jusqu'à la rupture, la résistance au cisaillement peut également être estimée.

Un *remblai d'essai* instrumenté peut donner des informations concernant les déformations sur une profondeur appréciable de la fondation. Il peut également servir à vérifier les techniques de compactage et déterminer les propriétés des sols pour un barrage en remblai.

### 3.5.3.3 *Becker penetration test (BPT)*

The Becker hammer drill is rugged and may be used where the CPT and SPT cannot due to the presence of gravel and stones. Work is underway to calibrate the test for determination of the in situ relative density and liquefaction resistance (Harder, 1988, Sy & Campanella, 1993).

### 3.5.3.4 *Flat dilatometer test (DMT)*

The test is used for many of the same purposes as the CPT, but considerably less experience exists. The blade-shaped device has the potential to provide estimates of the lateral stresses in the ground (Marchetti, 1980; ASTM Subcommittee, 1986).

### 3.5.3.5 *Vane shear test (VST)*

In clay foundations the undrained shear strength may be determined by the vane shear test in a more direct way than by using CPT and SPT. The vane has been used primarily in soft to medium clays (Aas et al., 1986; Richards, 1988), but special equipment has also been built for use in stiff clays (Wilson and Marsal, 1979).

### 3.5.3.6 *Pressuremeter test (PMT)*

There exist two different types of this equipment, the conventional Ménard model and the self-boring model. The first one relies more on empirical correlations with geotechnical properties than the second one which is more expensive to apply in practice. The test has the potential to determine in situ deformation properties better than any of the in situ tests described above. The self-boring pressuremeter can also give estimates of in situ lateral stress if used judiciously. However, the interpreted parameters are significantly affected by installation effects which may vary from soil to soil (Lunne et al., 1989; Briaud, 1992).

### 3.5.3.7 *Special field tests*

*Plate loading tests* on the ground surface, in pits, shafts or adits, may be used to back-calculate in situ deformation properties. If loaded to plate bearing failure, the shear strength parameters may also be estimated.

By building instrumented *test embankments* on the foundation soil, a large area is loaded and information about deformation properties to a fairly large depth is obtainable. The test fill may at the same time be used for testing compaction techniques and properties of soils going into the dam embankment.

Les *essais de cisaillement en place* (par exemple avec un vérin) peuvent être utilisés pour déterminer la résistance in situ des matériaux contenant des plans de faiblesse tels que des couches ou des veines d'argilite, de lignite ou des zones de mylonite (James, 1969).

### **3.5.4. Essais in situ dans le roc**

Le bulletin 88 de la CIGB (1993) présente des méthodes utiles pour l'exploration des fondations rocheuses de barrages; ainsi, seul un bref résumé sera présenté ici. Certaines références sont également fournies à la section 3.5.2 décrivant les paramètres mécaniques enregistrés lors du forage.

#### *3.5.4.1. Essais de perméabilité*

Voir section 3.3.4

#### *3.5.4.2. Essais de vérin*

Pour déterminer la déformabilité de la fondation.

- vérins plats insérés entre des surfaces de roc exposées
- essais de chargement de plaque sur le roc exposé, en surface ou en galerie (Dodds, 1974; Brown, 1981)
- vérins dans les trous de forage (pressiomètre, dilatomètre, incluant le vérin Goodman)

Les essais de vérin dans les trous de forage impliquent un volume de roc considérablement moindre que les deux premiers types d'essais.

Les modules de déformation établis au moyen de ces essais s'appliquent à un milieu "équivalent" de rocher de très faible volume, comparativement à celui de la fondation du barrage. L'espacement, l'épaisseur et le remplissage des joints ont clairement des effets significatifs sur le comportement de la fondation, au niveau des déformations, ce qui sous-tend une interprétation judicieuse en vue du choix des modules pour fins de conception.

#### *3.5.4.3. Essais de résistance*

Pour déterminer les paramètres de résistance au cisaillement du roc intact et des discontinuités.

- Essais in situ de cisaillement direct (Brown, 1981)

Special *field shear tests* (e.g. by jacking) may be used to determine the in situ shear strength of materials that contain planes of weakness, such as bands or seams of mudstone, clay shales, lignite, or zones of mylonite (James, 1969).

### **3.5.4. In situ tests in rock**

ICOLD Bulletin 88 (ICOLD, 1993) discusses useful methods for investigating dam rock foundations; therefore, only a brief summary is presented here. Reference is also given to Section 3.5.2 which describes mechanical parameters recorded while drilling boreholes.

#### *3.5.4.1. Permeability tests*

See Section 3.3.4.

#### *3.5.4.2. Jacking tests*

To determine foundation deformability.

- flat jacks inserted into exposed rock surfaces
- plate loading (jacking) tests on exposed rock at ground surface or in adits (Dodds, 1974; Brown, 1981)
- borehole jacks (pressuremeter, dilatometer, incl. Goodman jack)

Borehole jacking tests involve considerably less volume of rock than the first two types.

The deformation moduli calculated from these tests are for an "equivalent" continuum of a very small volume of rock compared to that of the dam foundation. The spacing, thickness, and infilling of the discontinuities clearly have significant effects on the foundation deformation behavior, imposing judicious interpretation when selecting moduli for design.

#### *3.5.4.3. Strength tests*

To determine the shear strength parameters of intact rock and discontinuities.

- In situ direct shear tests (Brown, 1981)

#### 3.5.4.4. Mesures de contraintes in situ

- les essais au vérin plat donnent des mesures directes, mais ne peuvent être utilisés qu'à de très faibles profondeurs à partir de la surface du terrain ou de la surface d'une galerie
- méthode de forage et sur carottage
- méthode de forage et de fracturation hydraulique, à toute profondeur

#### 3.5.5. Propriétés des joints dans le roc

La détermination en laboratoire des paramètres de déformation et de résistance des joints (discontinuités) est discutée à la section 3.6.4. Les joints généralement critiques pour la stabilité sont les joints lisses non imbriqués par la rugosité et ceux remplis de matériau mou. Toutefois, la stabilité est fonction du rapport entre les forces déstabilisantes et les forces résistantes et la résistance au cisaillement de n'importe quel joint peut être dépassée pour initier la rupture. Des essais spéciaux de chargement peuvent être réalisés sur place afin de déterminer la résistance au cisaillement des joints in situ. Les caractéristiques mécaniques des joints peuvent être établies par calculs à rebours à partir de glissements de terrain survenus à proximité, ou à partir de ruptures de pente provoquées (Hoek & Bray, 1977; Barton, 1986). Le calcul à rebours de la stabilité de pente sans indices de rupture peut démontrer que la résistance au cisaillement déterminée par d'autres méthodes peut être trop conservatrice.

La conductivité hydraulique des joints peut être déterminée par des essais sur place, tels que l'essai Lugeon, décrit à la section 3.3.4.

#### 3.5.6. Paramètres pour la classification géomécanique des massifs rocheux

En plus des essais in situ dans le roc, il y a une tendance croissante à utiliser des systèmes de classification des massifs rocheux à des fins de génie civil. Les paramètres utilisés dans de tels systèmes visent à décrire la "qualité" d'un massif rocheux en utilisant les propriétés du roc sain et la nature des discontinuités. Ainsi, un programme d'exploration devrait viser à récolter de l'information en rapport avec :

- l'espacement, l'état et l'orientation des discontinuités (cf. section 3.2.2 )
- la qualité de la carotte de roc (fréquence des fractures, taux de récupération, degré d'altération, résistance mécanique)

Le *taux de récupération de la carotte* est l'indice le plus ancien et le plus élémentaire de la qualité d'un massif rocheux dans un forage carotté. Il s'agit simplement du calcul en pourcentage de la longueur de carotte récupérée dans une course donnée, divisée par la longueur réelle de cette course. Il s'agit toutefois d'un paramètre trop brut parce que les divers équipements et techniques de forage peuvent affecter le taux de récupération, notamment en détruisant les parties les plus faibles de la course (ce qui élimine des données utiles). Grâce à l'usage des techniques améliorées, il est devenu possible d'exiger des taux de récupération d'au moins 95 %.

#### 3.5.4.4. *In situ stress measurements*

- flat jack tests give direct measurements but can only be used to a very limited depth from the free ground surface or the surface in an adit
- method of drilling and over-coring
- method of drilling and hydraulic fracturing at any depth

#### 3.5.5. **Properties of rock joints**

The determination of deformation and strength properties of rock joints (discontinuities) in the laboratory is discussed in Section 3.6.4. Joints generally critical for stability are smooth ones - not interlocked by joint roughness - and filled with soft material. However, stability is a matter of driving forces compared to resisting forces, and the shear strength of any type of joint can be exceeded to initiate failure. Special field loading tests can be used to determine the shear strength of in situ joints. Strength properties of joints can be back-calculated from landslides in the vicinity or slopes that are caused to fail (Hoek & Bray, 1977; Barton, 1986). Back-calculating the stability of slopes with no signs of distress may indicate that the shear strength determined by other means may be too conservative.

The hydraulic conductivity of joints may be determined by field tests, such as the Lugeon test, described in Section 3.3.4.

#### 3.5.6. **Indices for the engineering classification of rock mass**

In addition to in situ testing in rock, there is an increasing trend to use systems for the classification of rock masses for engineering purposes. Parameters used in such systems are aimed at describing the "quality" of a rock mass by using intact rock properties and the nature of the discontinuities. Therefore, a field investigation program should gather information with respect to:

- spacing, condition and orientation of discontinuities (see also Section 3.2.2)
- rock core quality (fracture frequency, recovery, weathering, strength)

*Percent of core recovery* is the oldest and most basic index of the quality of a rock mass encountered in a cored borehole. It is merely a percentage calculation using the length of core recovered in a particular core run divided by the length of the core run. It is, however, too crude an index, because different drilling equipment and techniques can influence core recovery, especially by destroying the weakest parts of the core run (thus erasing significant information). With improved techniques it has become feasible to require core recoveries not smaller than 95 %.

Un raffinement du taux de récupération est le RQD (*Rock Quality Designation*), avec un indice de la récupération de carotte obtenu en faisant la somme, dans une course donnée, de toutes les longueurs de morceaux de carottes qui excèdent 100 mm. La somme est divisée par la longueur totale de cette course, et le résultat est exprimé en pourcentage (Deere, 1968; Deere & Deere, 1988 ). Le diamètre minimal de la carotte utilisée à cette fin devrait être de 50 mm. Le RQD est un indice de la fréquence des fractures et il s'est avéré très utile, en dépit de ses limites. La principale difficulté dans le calcul du RQD consiste à différencier les fractures naturelles de celles produites par les activités de forage et d'échantillonnage.

Les *systèmes de classification du roc* qui impliquent un plus grand nombre de paramètres sont le système RMR (rock mass rating) de Bienawski (1976), et le système Q (ou NGI) de Barton et al. (1974). Les systèmes sont basés sur cinq paramètres universels: la résistance de la roche, la qualité de la carotte de forage (RQD), l'espacement des joints et fractures, les caractéristiques des joints, et les conditions d'eau souterraine. Les cotes établies dans le système RMR varient entre 0 et 100, et peuvent être ajustées pour tenir compte de l'orientation favorable, ou pas, des joints. Les cotes dans le système Q varient de 0 et plus de 400, et leur calcul implique, en plus des cinq paramètres universels, le paramètre SFR (stress reduction class) qui réfère à la dislocation et aux conditions de contraintes dans le massif rocheux. Les deux systèmes ont été établis à l'origine pour la conception des tunnels. Un prolongement du système RMR a été proposé pour couvrir les cas de fondations de barrages ainsi que les pentes (Bienawski & Orr, 1976; Romana, 1993; Bienawski, 1993). Les classifications géomécaniques de massifs rocheux peuvent être utilisées dans la conception des fondations de barrages à la condition qu'elles soient calibrées en fonction de l'expérience locale. Toutefois, on devrait éviter de les utiliser en tant que méthodes uniques de caractérisation.

### **3.5.7. Erreurs courantes dans les explorations géotechniques**

Dans leur livre, Fell et al. (1992) fournissent une liste avec un aide-mémoire des erreurs courantes et des déficiences lors des explorations géotechniques, leurs conséquences et les mesures à prendre dans le but de les éviter.

## **3.6. ÉTUDES GÉOTECHNIQUES DE LABORATOIRE**

### **3.6.1. Classification et essais de détermination des indices pour sol et roc**

Les systèmes de classification et les essais pour la détermination des indices sont décrits dans les publications des institutions d'ingénierie bien connues, telles que American Society for Testing and Materials (ASTM), British Standard (BS) et German Standard (DIN) ainsi que dans «Méthodes Suggérées» publiées par la Société Internationale de Mécanique des Roches (SIMR). Les essais de laboratoire ordinairement effectués pour la classification des sols sont la teneur en eau naturelle, les limites liquides et plastiques (Atterberg), la densité relative des grains, le poids unitaire sec (ou l'indice des vides) et la granulométrie. Ces essais sont souvent désignés comme essais d'indices. Une attention particulière est portée à l'identification des sols dispersifs dans la fondation d'un barrage (Sherard et al, 1976; CIGB, 1990).



An elaboration of percent core recovery is RQD (*Rock quality designation*) with an index of core recovery obtained by summing the length of core pieces longer than 100 mm and dividing this length by the total length of the core run, and expressing the result as a percentage (Deere, 1968; Deere & Deere, 1988). The minimum core diameter used for this purpose should be 50 mm. RQD is an index of fracture frequency and has, in spite of its shortcomings, proved very useful. The main difficulty is to distinguish between fractures produced by the drilling and sampling, and natural ones.

*Rock mass classification systems* involving a greater number of parameters are the RMR (rock mass rating) system of Bieniawski (1976) and the Q (or NGI) system of Barton et al. (1974). The systems are based upon five universal parameters: strength of the rock, drill core quality (RQD), joint and fracture spacing, joint characteristics, and groundwater conditions. The calculated ratings of the RMR system vary between 0 and 100 and can be adjusted to account for favorable or unfavorable joint orientations. Q-values range from 0 to over 400, and the calculation includes, in addition to the five universal parameters, a SFR (stress reduction class) parameter that relates to looseness and stress conditions of the rock mass. Both of these systems were originally established for the design of tunnels. An extension of the RMR system has been proposed to cover the case of dam foundations and slopes (Bieniawski & Orr, 1976; Romana, 1993; Bieniawski, 1993). Engineering classifications of rock masses can be employed in design of dam foundations if calibrated against previous local experience; however, their use as the sole means to characterize the foundation should be avoided.

### **3.5.7. Common deficiencies in geotechnical field investigations**

In their book, Fell et al. (1992) present a useful list and reminder of common errors and deficiencies in geotechnical field investigations, the consequences of such deficiencies, and measures which can be taken in an effort to avoid them.

## **3.6. GEOTECHNICAL LABORATORY INVESTIGATIONS**

### **3.6.1. Classification and index tests for soils and rocks**

Classification systems and index testing are described in publications of well-known engineering institutions, such as, American Society for Testing and Materials (ASTM), British Standard (BS), and German Standard (DIN) as well as in "Suggested Methods" published by the International Society for Rock Mechanics (ISRM). Laboratory tests usually performed for classification of soils are natural water content, liquid and plastic (Atterberg) limits, specific gravity, dry unit weight (or void ratio), and particle size distribution. These tests are often designated as index tests. Special attention is given to identification of dispersive soils in a dam foundation (Sherard et al, 1976; ICOLD, 1990).

Les essais de laboratoire ordinairement effectués pour la classification des roches sont la teneur en eau de saturation, la densité en vrac, la teneur en eau naturelle, la porosité, la durabilité, le potentiel de gonflement, la teneur en carbonate et l'examen des lames minces au besoin.

Une analyse minéralogique peut être nécessaire pour les argiles des dépôts superficiels, remplissage de faille, argilites et les shales excavées dans la fondation d'un barrage.

Les indices, déterminés par des essais très simples, sont quand même utiles et acceptés internationalement. Par des corrélations empiriques, ils peuvent fournir des renseignements importants concernant les propriétés de résistance et déformation ainsi que la perméabilité et l'érodabilité (Goodman 1989; Lambe & Whitman, 1979).

### **3.6.2. Contrainte-déformation et résistance des sols**

#### *3.6.2.1. Méthodes de détermination de la résistance*

En laboratoire, les contraintes-déformations et la résistance des sols peuvent être déterminées par les essais suivants:

- a. essai oedométrique (compression/gonflement unidimensionnelle et potentiel d'affaissement avec mouillage)
- b. essai triaxial (axis-symétrique, compression et extension)
- c. essai de déformation planaire (déformation empêchée dans une direction, compression et extension)
- d. essai de cisaillement direct (échantillon forcé à rupture le long d'une surface préétablie)
- e. essai d'anneau de cisaillement (similaire à l'essai de cisaillement direct, mais peut être appliqué à des déformations de cisaillement plus grandes pour la détermination des paramètres de résistance résiduelle)
- f. essai de cisaillement simple, statique et dynamique (similaire à l'essai de cisaillement direct, mais l'échantillon est soumis à la distorsion de cisaillement angulaire, et les propriétés de déformation et de résistance peuvent être mesurées)
- g. essai de cylindre évidé (permet une variété de combinaisons de contraintes normales et de cisaillement et la réorientation des contraintes durant l'essai)
- h. essai vraiment triaxial (situation tridimensionnelle avec contrôle indépendant dans les trois directions principales)

Les essais les plus couramment utilisés dans la pratique sont les essais a, b, d et f. Les essais d et e ne peuvent pas être utilisés pour établir les courbes contrainte-déformation, mais peuvent donner des relations contrainte-déplacement et la résistance le long d'une surface de cisaillement définie sous des contraintes normales connues. Les essais g et h sont utilisés presque exclusivement pour la recherche et pour calibrer les résultats des essais plus simples utilisés en pratique. En général, tous les résultats des essais de laboratoire requièrent une bonne

Laboratory tests usually performed for classification of rocks are saturation water content, bulk density, natural moisture content, porosity, slake durability, swelling potential, carbonate content, and thin section examination when appropriate.

A clay mineralogical analysis may be necessary for clays in surficial deposits, fault gouge, mudstones, and shales excavated in the foundation of the dam.

Index properties, although determined by very simple means, are useful and accepted internationally. By means of empirical correlations, they may be used to derive important information about strength and deformation properties as well as permeability and erodibility (Goodman, 1989; Lambe & Whitman, 1979).

### **3.6.2. Stress-strain and strength properties of soils**

#### *3.6.2.1. Methods of strength determination*

In the laboratory, stress-strain and strength behaviour of soils can be determined by the following tests:

- a. Oedometer test (one-dimensional compression/swelling, also collapse potential upon wetting)
- b. Triaxial test (axisymmetric situation, compression and extension)
- c. Plane strain test (strain prevented in one direction, compression and extension)
- d. Direct shear test (sample forced to fail along prescribed plane)
- e. Ring shear test (similar to direct shear test, but can be carried to much larger shear deformations for the determination of residual strength parameters)
- f. Simple shear test, static and dynamic (similar to direct shear test, but sample is subjected to angular shear distortion, and deformation properties and strength can be measured)
- g. Hollow cylinder test (allows a variety of shear and normal stress combinations and reorientation of stresses during the test)
- h. True triaxial test (3-dimensional situation with independent control in the three principal directions)

The most common tests used in practice are tests a, b, d and f. Tests d and e cannot be used to derive stress-strain curves but can give stress-displacement relationship and strength along a defined shear surface under known normal stresses. Tests g and h are almost exclusively used for research purposes and to calibrate the results from the simpler tests used in practical engineering. In general, results from all laboratory tests require sound interpretation and the application of judgement for the desired correlation between test-idealization and prototype

interprétation et l'application de jugement pour une corrélation souhaitée entre les conditions idéales des essais et le comportement du prototype.

La forme typique d'une courbe contrainte-déformation d'un essai triaxial en compression est montrée à la Fig. 3.1. Les contraintes à gauche du pic contiennent des composantes élastiques et plastiques (non récupérables). Le module de déformation est spécifié comme la tangente à la courbe en tout point, ou comme le sécant entre deux niveaux de contraintes et est souvent appelé le module de Young, même s'il contient des déformations permanentes.

La résistance de pic ainsi que le module de déformation augmentent avec la densité du sol, le pré-chargement antérieur (surconsolidation) et la contrainte effective latérale de confinement sur l'échantillon de l'essai triaxial ou un élément de sol en place. Les matériaux comme les argiles sensibles, quelques argiles raides et schistes et les sables très lâches et les silts exhibent un comportement fragile prononcé. Il y a une diminution significative de la résistance du pic à la résistance résiduelle si la déformation dépasse celle au pic (assouplissement de la déformation<sup>7</sup>). D'autres sols exhibent un comportement ductile ou durcissement de la déformation<sup>8</sup> après un premier plateau de résistance. Le degré de fragilité diminue normalement avec le niveau de la contrainte de confinement effective.

Pour le sol et le rocher, la résistance mobilisée est fonction de la déformation. Si la surface de rupture potentielle traverse plus d'un matériau, la résistance utilisée doit être pour des déplacements compatibles (ce qui veut dire pour un matériau cela peut être la résistance en pic, tandis que pour l'autre cela peut être moindre que son pic).

L'établissement de la contrainte effective maximale antérieure, i.e. le degré de surconsolidation, est très important pour prédire le comportement du sol basé sur les essais de laboratoire. Une reconstruction de l'histoire géologique peut fournir une estimation de sa valeur. Expérimentalement, la contrainte effective maximale antérieure peut être mieux obtenue par les essais oedométriques en compression qui donnent le module de déformation uni-dimensionnel en fonction du niveau de la contrainte effective. Il y a normalement une diminution marquée du module lorsque la contrainte de préconsolidation est dépassée. Les essais triaxiaux peuvent aussi être effectués comme des essais uni-dimensionnels sans déformation latérale, soit les essais  $K_0$ . Cet essai, en plus de déterminer le module uni-dimensionnel, fournit une estimation du rapport entre la contrainte horizontale en place et la contrainte verticale effective pour la condition «au repos».

### 3.6.2.2. Détermination de la résistance pour les analyses de stabilité

Les essais contrainte-déformation-résistance peuvent être drainés (pas de changement dans les pressions interstitielles) ou non drainés. Dans l'essai non

---

<sup>7</sup> De l'anglais «strain softening»

<sup>8</sup> Strain hardening

behavior.

A typical shape of a stress-strain curve from a triaxial compression test is shown in Fig. 3.1. Strains to the left of the peak contain both elastic and plastic (irrecoverable) components. The deformation modulus is specified as the tangent to the curve at any point, or as a secant between two stress levels and is often called Young's modulus, although it includes irrecoverable strains.

The peak strength value as well as the deformation modulus increase with the density of the soil, previous preloading (overconsolidation), and the lateral effective confining stress on the triaxial specimen or soil element in situ. Materials like sensitive clays, some stiff clays and shales, and very loose sands and silts exhibit a pronounced brittle behavior. There is a significant drop in strength from the peak to a residual value if the shear strain exceeds the one at peak level (strain softening). Other soils show ductile or strain-hardening behaviour after a strength plateau first is reached. The degree of brittleness usually decreases with the level of effective confining stress.

For both soil and rock, the mobilized strength is a function of displacement. If the potential failure surface passes through more than one material, the strength used must be at compatible displacements (which means that in one material it may be the peak strength, while in the other it may be less than its peak).

Establishing the maximum past effective stress, i.e. the degree of overconsolidation, is very important when predicting soil behaviour based on laboratory tests. A reconstruction of the geological history may provide an estimate of the value. Experimentally, the maximum past effective stress can be obtained best from oedometer compression tests which give the one-dimensional deformation modulus as function of effective stress level. There is usually a marked decrease in modulus when the preconsolidation stress is exceeded. Triaxial tests may also be run as one-dimensional tests with no lateral strain allowed, so-called  $K_0$  tests. This test, in addition to determining the one-dimensional modulus, gives an estimate of the ratio between in situ horizontal and vertical effective stress for "at rest" conditions.

### 3.6.2.2. *Determination of strength for stability analyses*

The stress-strain-strength tests may be performed drained (i.e. no change in pore water pressure) or undrained. In an undrained test there will be changes in the

drainé, il y aura des changements dans les pressions interstitielles à cause des changements de volumes des pores dus aux changements des contraintes normales totales, aux changements des contraintes de cisaillement et la réorientation des contraintes principales. La résistance des sols est ordinairement exprimée par le critère de rupture de Mohr-Coulomb:

$$\tau_{ff} = -c' + \sigma'_{ff} \tan \phi' \quad (3.2a)$$

ou

$$\sigma'_{1f} = N_{\phi} \sigma'_{3f} + 2c' \sqrt{N_{\phi}} \quad (3.2b)$$

où:

$\tau_{ff}$  = contrainte de cisaillement sur la surface de rupture à la rupture

$\sigma'_{ff}$  = contrainte normale effective sur la surface de rupture à la rupture

$\sigma'_{1f}, \sigma'_{3f}$  = contraintes effectives, majeure et mineure, à la rupture

$\phi'$  = angle de résistance au cisaillement (angle de frottement)

$N_{\phi}$  = coefficient d'écoulement =  $\frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'}$

$c'$  = intercept de cohésion

Les équations Mohr-Coulomb (3.2a) et (3.2b) sont des approximations linéaires du comportement observé. On trouve généralement, à l'exception des argiles molles normalement consolidées, que l'enveloppe de rupture est courbée et que l'angle de friction diminue avec l'augmentation du niveau de la contrainte effective. Ainsi, la valeur du paramètre  $c'$ , qui est l'interception sur l'axe  $\tau$ , dépend du niveau de la contrainte effective d'intérêt pour l'analyse de stabilité. Pour des contraintes effectives normales très faibles,  $c'$  tend vers zéro à moins qu'il y ait une cimentation physique entre les particules. Les paramètres de résistance  $c'$  et  $\phi'$ , dérivés d'une approximation linéaire à l'enveloppe de rupture non linéaire, sont choisis judicieusement selon la gamme de contraintes effectives impliquées dans le problème analysé.

Les formes des équations (3.2a) et (3.2b) sont utilisées pour la résistance au pic ainsi que la résistance résiduelle. Pour l'état résiduel, l'intercept de cohésion est très faible et est souvent considéré égal à zéro.

Pour les sols essentiellement saturés, il y a normalement une différence significative entre les résistances non-drainées et drainées due à un excès de pressions interstitielles, positives ou négatives, qui se développent dans la condition de cisaillement non drainé. Dans quelques sols saturés, la cimentation et/ou un degré moyen de surconsolidation peuvent produire des situations où aucun excès de pression interstitielle ne se développe durant le cisaillement non drainé, au quel cas il y a peu de différence dans les résistances drainées et non drainées.

Deux méthodes d'analyse de stabilité sont utilisées: «contraintes totales» et «contraintes effectives», (Sherard et al., 1963, Duncan, 1992). Les deux méthodes ont des avantages et des désavantages en pratique selon les conditions de chargement du sol. Le coefficient de sécurité calculé pour la condition non drainée

pore pressure as a consequence of tendencies to pore volume changes resulting from changes in total normal stresses, changes in shear stresses, and reorientation of principal stresses. The strength of soils is commonly expressed by the Mohr-Coulomb failure criterion:

$$\tau_{ff} = -c' + \sigma'_{ff} \tan \phi' \quad (3.2a)$$

or

$$\sigma'_{1f} = -N_{\phi} \sigma'_{3f} + 2c' \sqrt{N_{\phi}} \quad (3.2b)$$

where:

$\tau_{ff}$  = shear stress on failure plane at failure

$\sigma'_{ff}$  = effective normal stress on failure plane at failure

$\sigma'_{1f}, \sigma'_{3f}$  = and minor principal effective stresses at failure

$\phi'$  = angle of shearing resistance (friction angle)

$N_{\phi}$  = flow factor =  $\frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'}$

$c'$  = cohesion intercept

The Mohr-Coulomb equations (3.2a) and (3.2b) are linear approximations to observed behavior. It is commonly found, except for soft normally consolidated clays, that the failure envelope is curved and the friction angle is decreased with increasing effective stress level. Thus, the magnitude of the parameter  $c'$ , which is the intercept on the  $\tau$ -axis, depends on the effective stress level of interest in the stability analyses. For very low effective normal stresses,  $c'$  approaches zero unless there is actual physical cementation between the particles. The strength parameters  $c'$  and  $\phi'$ , derived from the linear approximations to the non-linear failure envelope, are judiciously chosen in accordance with the range of effective stresses involved in the problem under analysis.

The forms of equations (3.2a) and (3.2b) are used for the peak as well as the residual strength. For the residual state, the cohesion intercept is very small and often set equal to zero.

For essentially saturated soils, there is usually a significant difference between undrained and drained strengths due to the excess pore pressures, positive or negative, that develop in the undrained shearing condition. In some saturated soils, cementation and/or a moderate degree of overconsolidation, can lead to a situation in which no significant excess pore pressures develop during undrained shearing, and then there is little difference between drained and undrained strength.

Both so-called "total stress" and "effective stress" methods are used in stability analyses (Sherard et al., 1963, Duncan, 1992). Both have advantages and disadvantages in practical use depending on the loading and soil conditions. The computed factor of safety for an undrained situation will in general be different for

sera en général différent pour les deux méthodes d'analyse. La raison pour cette différence est due à la définition différente du coefficient de sécurité.

Pour les analyses de stabilité non drainée avec la méthode «contraintes totales», la résistance non drainée ( $s_u$  ou  $c_u$ ) est déterminée directement à partir des échantillons amenés à la rupture dans des conditions simulant les conditions en place. Les paramètres de résistance  $c'$  et  $\phi'$  et les pressions interstitielles ne sont pas déterminées ni utilisées dans l'équation (3.2a).

Avec l'analyse de stabilité par la méthode «contraintes effectives», l'équation (3.2a) est utilisée, mais les pressions interstitielles utilisées pour déterminer  $\sigma'_{ff}$  sont celles associées au degré de mobilisation de la résistance correspondant au coefficient de sécurité et non pas les pressions interstitielles estimées à la rupture. Pour les sols contractants, la différence entre les deux méthodes peut être très significative, la méthode d'analyse en «contraintes effectives» donnant un coefficient de sécurité plus grand.

La résistance du sol est souvent fonction de la direction imposée de la contrainte principale majeure, i.e. la résistance est anisotrope. Pour obtenir le degré d'anisotropie de la résistance, des essais triaxiaux en compression ( $\sigma_1$  vertical) et extension ( $\sigma_1$  horizontal) sont effectués sur des échantillons représentatifs. Les données raffinées ainsi obtenues peuvent être utilisées dans un modèle sophistiqué du sol pour les analyses de stabilité.

### 3.6.3. Propriétés en contraintes-déformations et de résistance du roc intact

Le roc intact est défini comme étant une substance rocheuse comportant des micro-pores et des micro-fissures aléatoirement distribuées, sans plans dominants de faiblesse ou de joints.

Il y a plusieurs similitudes entre le comportement du point de vue contraintes-déformations-résistance du sol et celui du roc. L'essai triaxial est couramment utilisé et les courbes typiques de contraintes-déformations, en fonction de la contrainte de confinement latéral, sont présentées à la Fig. 3.2. Le comportement fragile du roc sous une faible contrainte de confinement se transforme en un comportement ductile lorsque soumis à des contraintes de confinement élevées. Sous certaines conditions tectoniques, les déformations du roc peuvent avoir progressé de façon à ce que la résistance soit maintenant à sa valeur résiduelle.

Un critère de résistance du même type est utilisé pour le roc intact et pour les sols (Équations 3.2a et 3.2b). L'essai de compression simple conventionnel non confiné (ou uniaxial) est un essai triaxial avec une contrainte de confinement latéral  $\sigma_3 = 0$ . Pour une évaluation fiable de la résistance, les surfaces des embouts des échantillons doivent être machinées et parallèles lors des essais.

L'essai de détermination de la résistance par chargement ponctuel peut, d'autre part, être effectué sur des échantillons de dimensions et de formes quelconques, aussi bien au chantier qu'en laboratoire. Il s'agit d'une version simplifiée de l'essai brésilien utilisé pour déterminer la résistance en tension du roc. À l'aide de relations



the two methods of analyses. The reason is that the factor of safety is defined differently.

For undrained stability analyses with the "total stress" method, the undrained strength ( $s_u$  or  $c_u$ ) is determined directly from samples brought to failure under conditions simulating those in the field. The shear strength parameters  $c'$  and  $\phi'$  and pore pressures are not determined and used in Equation (3.2a).

With the "effective stress" stability method of analysis, Equation (3.2a) is employed, but the pore pressures used to determine  $\sigma'_{ff}$  are the ones at the degree of present strength mobilization corresponding to the factor of safety, not the pore pressures estimated at failure. For contractive soils the differences between the two methods may be very significant as the "effective stress" method yields a higher factor of safety.

Soil strength is often a function of the direction of the imposed major principal stress, i.e. the strength is anisotropic. To get an indication of the degree of strength anisotropy, triaxial compression ( $\sigma_1$  vertical) and extension ( $\sigma_1$  horizontal) tests on representative samples are performed. Such refined strength data may be used in a more sophisticated soil model for stability analyses.

### **3.6.3. Stress-strain and strength properties of intact rock**

By intact rock is meant the rock substance with micro-pores and randomly distributed micro-fissures but no dominant planes of weakness or joints.

There are many similarities with the stress-strain-strength behaviour of soils. The triaxial test is commonly used, and typical stress-strain curves are plotted in Fig. 3.2 as a function of lateral confining stress. The brittle behaviour at low confining stress is transformed to a ductile behaviour at high confining stress. Under certain tectonic conditions, the straining of the rock may have progressed such that the strength is already at the residual value.

The same form of strength criterion is used for intact rock as for soil materials (Equations 3.2a and 3.2b). The commonly used unconfined (or uniaxial) compression test is a simple type of triaxial test with  $\sigma_3 = 0$ . For reliable strength estimates, the test requires machined and parallel end surfaces of the core.

The point load strength test may, on the other hand, be performed on samples of arbitrary shape and size in the field or in the laboratory. It is a simplified form of the Brazilian test used to determine rock tensile strength. Through empirical correlations the point load strength can be used to estimate the uniaxial compressive

empiriques, la résistance en chargement ponctuel peut être utilisée afin d'évaluer la résistance en compression simple du roc (Bienawski 1975; ISRM 1985).

Les résultats des essais de détermination de la résistance montrent inmanquablement une certaine dispersion, principalement due à la dispersion aléatoire des micro-fissures dans les échantillons. Par conséquent, la taille des échantillons est importante et la résistance décroît habituellement avec la taille des échantillons, tel qu'observé en comparant les résultats provenant d'essais réalisés sur des petits échantillons à ceux réalisés sur des échantillons de quelques mètres de dimension. Étant donné que la réduction de résistance peut être importante pour certains types de roc, à cause de la distribution des fissures et de la rupture progressive, cela doit être considéré lorsque le comportement au terrain est évalué à partir des résultats d'essais effectués en laboratoire (Hoek, 1983).

De plus, la résistance non confinée et l'indice de résistance en chargement ponctuel sont très sensibles à la teneur en eau dans l'échantillon de roc et les effets dus au changement de la teneur en eau sont généralement irréversibles. Il est donc important de réaliser les essais aux mêmes teneurs en eau qu'au chantier ou bien de déterminer la résistance pour une gamme de teneurs en eau puis d'interpoler la valeur (Fell et al., 1992).

Comme pour les sols, la résistance du roc peut être anisotrope, ce qui signifie qu'elle est fonction de l'orientation des principales contraintes majeures.

### **3.6.4. Propriétés en déformations et résistance des joints (discontinuités) du roc**

Les propriétés en contraintes-déformations d'un joint (plan de stratification ou faille) dépendent de la rugosité des parois, des matériaux de remplissage présents dans les joints et du degré d'imbrication des aspérités. En plus d'être fonction de la contrainte effective normale à travers le joint, la résistance est aussi fonction de la résistance au broyage des aspérités (Barton, 1976). Les propriétés minéralogiques et géotechniques du matériau de remplissage dans le joint doivent être déterminées, par exemple le potentiel de gonflement lorsque saturé.

L'essai de cisaillement direct est couramment utilisé afin de déterminer le comportement en résistance-déformation; des résultats typiques sont montrés à la Fig. 3.3. Des essais triaxiaux peuvent aussi être réalisés si le plan du joint est orienté selon les contraintes principales majeures, de façon à ce que la rupture se produise le long du joint et non dans la partie intacte de l'échantillon soumis à l'essai triaxial.

Les enveloppes de résistances, en pointe et résiduelle, sont montrées à la Fig. 3.4. L'enveloppe de résistance résiduelle sans cohésion est utilisée pour déterminer la stabilité à long terme, particulièrement lorsque le phénomène de rupture progressive est considéré (Hoek et Bray, 1977, CIGB, 1993).

Pour les surfaces de rupture lisses, telles les failles de cisaillement, la résistance au cisaillement est mobilisée par frottement pur, sans effet de la dilatation. La résistance n'est donc pas influencée par l'effet d'échelle, et la valeur déterminée en laboratoire peut directement être utilisée dans les analyses de stabilité au terrain.

strength (Bieniawski, 1975; ISRM, 1985).

The results of strength tests invariably exhibit a significant amount of scatter, primarily due to the more or less random distribution of micro-fissures in the test specimen. Therefore, specimen size is of importance, and the strength usually decreases with size, as has been found when comparing the results from small laboratory specimens to results from test-specimens a couple of meters in size. As the reduction for some rock types may be significant due to fissure distribution and progressive failure, this must be considered when using laboratory results to predict field behaviour (e.g. Hoek, 1983).

Furthermore, the unconfined strength and point load index strength are often very sensitive to the moisture content in the rock sample, and effects of moisture changes are generally irreversible. It is therefore important to perform the tests at field moisture content or determine the strength for a range of water contents and interpolate (e.g. Fell et al., 1992).

Like for soils, the strength of intact rock may be anisotropic, which means that it is a function of the orientation of the major principal stress.

#### **3.6.4. Deformation and strength properties of rock joints (discontinuities)**

Stress-deformation properties of a joint (bedding plane, fault) depend on the wall roughness, the infilling material, and the amount of interlocking. As the strength is a function of effective normal stress across the joint, it will also depend on the crushing strength of the interlocking "teeth" (Barton, 1976). The mineralogical and geotechnical properties of the infill material must be determined, for instance the swelling potential when saturated.

The direct shear test is commonly used to determine the deformation and strength behavior, and typical results are presented in Fig. 3.3. Triaxial tests may also be used if the joint plane is oriented with respect to the major principal stress such that failure occurs along the joint and not in the intact portion of the triaxial specimen.

Strength envelopes for peak and residual strength are shown in Fig. 3.4. When considering long term stability, especially regarding progressive failure, the residual strength envelope is used with no cohesion intercept (Hoek & Bray, 1977, ICOLD, 1993).

For smooth rupture surfaces, such as shear faults, the shear strength is developed by pure friction and no dilation effects. Therefore, it is not influenced by the scale effect, and the value found in laboratory tests is directly applicable to the stability analysis in the field. However, for rough interlocking surfaces of separation,

Toutefois, lorsque les surfaces de séparation montrent des aspérités rugueuses, il y a alors un effet d'échelle défini où la résistance diminue lorsque la longueur du joint augmente (Barton, 1990). Cela coïncide avec le plus faible degré d'enchevêtrement et le plus faible angle de dilatation qui sera mobilisé lorsque la dimension des blocs de roc augmente.

### **3.6.5. Détermination en laboratoire de la perméabilité des sols**

Les essais de perméabilité réalisés au terrain procurent généralement une meilleure estimation de la perméabilité des sols que ceux réalisés en laboratoire. Les essais en laboratoire peuvent être réalisés sur des échantillons de sol intacts ou remaniés et sont généralement effectués à l'aide d'un perméamètre à charge constante ou à charge décroissante (Head, 1982) (voir aussi section 3.3.4). Pour les sols à très faible perméabilité, il est courant de retro-calculer le coefficient de perméabilité à partir des essais de consolidation oedométrique ou des essais triaxiaux (Lambe & Whitman, 1979, Fell et al., 1992) si l'échantillon est parfaitement saturé.

La perméabilité du sol dépend de la distribution granulométrique, de la forme et de la texture des particules, de la composition minéralogique des argiles, de l'indice des vides, de la structure du sol, et du degré de saturation. Ce sont les plus fines particules dans le sol qui déterminent leur perméabilité, et les sols granulaires sont parfois comparés entre eux par leur dimension  $D_{10}$ , qui représente la dimension pour laquelle 10 % de la masse du sol est constituée de particules de dimension inférieure (Formule d'Hazen).

Les dépôts de sols alluviaux, qui consistent en des lits de sable fin, sable grossier et gravier, sont naturellement stratifiés. Dans ce cas, la perméabilité horizontale des fondations est largement supérieure à la perméabilité verticale qui elle, est dictée par la présence des horizons avec les particules les plus fines. Les particules de sol des différentes couches prélevées par forages ou dans des puits d'exploration ont tendance à être mélangées entre elles. Si de tels échantillons de sol de différentes granulométries mélangées entre elles sont utilisés dans des échantillons de perméabilité en laboratoire, la perméabilité horizontale des sols de fondation des barrages peut être grandement sous-estimée.

### **3.6.6. Conductivité hydraulique des joints de roc et du roc intact**

La conductivité hydraulique des joints dépend de l'ouverture des joints, de la rugosité, du remplissage des joints, et de l'existence de chemins préférentiels localisés dans le plan de discontinuité (CIGB, 1993). Étant donné que la conductivité varie approximativement avec l'ouverture des joints à la troisième puissance, toute fermeture ou ouverture des joints due aux chargements imposés peut engendrer des conditions d'écoulement très différentes de celles existant avant la construction du barrage. Une augmentation des contraintes normales dans une discontinuité engendre une diminution de la conductivité hydraulique, alors que des déformations en cisaillement de joints rugueux peuvent causer de la dilatation dans les joints et une augmentation drastique de la conductivité (Makurat et al., 1990).

there is a definite scale effect with decreasing strength for increasing length of joint (Barton, 1990). This has to do with the smaller degree of interlocking and lower angle of dilation that will be mobilized with increasing block size in the rock mass.

### **3.6.5. Laboratory determination of soil permeability**

In situ testing of soil permeability generally gives more reliable estimates of foundation permeability than laboratory tests. The laboratory tests may be performed on "undisturbed" or remoulded samples of the soil and are usually carried out using a constant head or falling head permeameter (Head, 1982) (see also Section 3.3.4). For very low permeability soils it is common to back-calculate the permeability coefficient from oedometer consolidation or triaxial tests (Lambe & Whitman, 1979; Fell et al., 1992) if the specimen is fully saturated.

Soil permeability depends on particle size distribution, particle shape and texture, mineralogical composition of clays, void ratio, soil fabric, and degree of saturation. It is the finer particles in a soil that largely determine its permeability, and granular soils are often compared by their grain size,  $D_{10}$ , which is the particle size for which 10% of the soil is finer (e.g. Hazen's formula).

Alluvial soil deposits are stratified in situ, consisting of beds of fine sand, coarse sand and gravel. Therefore, the horizontal foundation permeability will be much larger than the vertical which is governed by the layer with the finest particles. When samples are taken in boreholes or pits, there is a tendency to mix particles from the different strata. If such samples of mixed grain size are used for laboratory permeability tests, the horizontal permeability of the dam foundation may be significantly underestimated.

### **3.6.6. Hydraulic conductivity of rock joints and intact rock**

Hydraulic conductivity of joints depends on joint aperture (opening), roughness, joint infilling, and the existence of preferential channels located within the plane of the discontinuity (ICOLD, 1993). As the conductivity varies roughly with the third power of the joint aperture, any closing or opening of the joints due to imposed loads can produce very different flow conditions from those existing before the dam was built. Increased normal stresses across the discontinuity cause a decrease in the hydraulic conductivity, while shear deformations of rough joints may cause dilatancy in the joint and a drastic increase in conductivity (Makurat et al., 1990). Likewise, any erosion of infill material with time will have significant effects on the conductivity. Thus the susceptibility to erosion and chemical weathering of

De même, toute érosion du matériau de remplissage dans le temps aura des effets significatifs sur la conductivité. La susceptibilité à l'érosion et à l'altération chimique du matériau de remplissage dans les joints doit donc être vérifiée.

La perméabilité du roc peut être déterminée en laboratoire à l'aide des essais d'écoulement radiaux dans des échantillons munis d'un trou axial. Les échantillons sont soumis à une percolation radiale d'eau sous pression, puis la perméabilité est mesurée aussi bien pour les écoulements entrants que sortants (CIGB, 1993). Ainsi, les informations sont recueillies en tenant compte de la sensibilité aux contraintes normales appliquées, qui sont vraiment différentes pour les deux directions d'écoulement. Le principal objectif de l'essai d'écoulement radial est d'informer à propos du degré de fissuration du matériau rocheux et non de la perméabilité du roc intact qui n'est pas reliée au comportement hydraulique de la masse rocheuse. Ceci est en retour important afin d'évaluer l'effet d'échelle lorsqu'il s'agit d'estimer la résistance du roc sur le terrain à partir des échantillons de laboratoire.

### **3.6.7. Susceptibilité à l'érosion et aux effets chimiques**

L'érosion interne (piping) et les phénomènes de dissolution représentent des raisons potentielles importantes pour expliquer le comportement insatisfaisant d'une fondation. La résistance à l'érosion interne dans les sols est associée principalement à deux conditions limitatives: (i) l'empêchement stéréométrique aux mouvements de particules par les pores filtrants de dimensions inférieures aux dimensions des particules en mouvement à la sortie des écoulements et (ii) la résistance au cisaillement dû aux contraintes de traction au point de départ de toute tendance à l'érosion.

L'empêchement au mouvement des particules est adéquatement couvert par le domaine des filtres et de leur conception. L'interférence possible des effets chimiques résulterait en des changements dans la dimension des particules (aussi bien de la matrice que du filtre) qui pourraient être causés par la dissolution qui peut être imperceptible lorsque faible, mais cumulative, et est accélérée lorsque la surface spécifique (relation surface - volume) augmente avec la diminution de la taille des particules. Les effets à long terme doivent être établis, en tenant compte des propriétés spécifiques de l'eau du réservoir.

Afin de relier la résistance au cisaillement aux contraintes de traction, l'importance à long terme des influences colloïdales et chimiques sur les argiles est considérée. Tant la structure du sol que les forces de répulsion-attraction inter-particulaires affectant la stabilité interne des particules peuvent changer significativement suite aux ajustements en fonction du temps généralement associés à la défloculation, la dispersion et les échanges de cations, tout à fait autre que le lessivage ou la dissolution. Les eaux de réservoirs de salinité plus élevée dans les régions arides, ou celles de bassins industriels contaminés, doivent être investiguées en considérant qu'elles sont particulièrement suspectes. Les sols argileux montrant une plus grande activité d'échange de cations colloïdaux et une plus faible valence de cations (e.g. le sodium) tendent à être plus vulnérables.

the joint infill must be investigated.

In the laboratory, rock permeability may be measured in radial flow tests on cores with an axial hole. The samples are subjected to radial percolation of water under pressure, and the permeability is measured both for inward and outward flow (ICOLD, 1993). Thus, information is gathered about the sensitivity to applied normal stresses, which are very different for the two flow directions. The main purpose of the radial flow test is to give information about the degree of fracturing (fissuring) of the rock material, and not on the permeability of the intact rock which is not related to the hydraulic behavior of the rock mass. This in turn is important for evaluating the scale effect when estimating the field rock strength from laboratory samples (Section 3.6.3).

### **3.6.7. Erosion susceptibility and chemical effects**

Subsurface erosion (piping) and solution phenomena represent important potential reasons for unsatisfactory foundation behavior. Internal erosion resistance in soils is associated principally with two limiting conditions: (i) the stereometric hindrance of particle movement by filter pore sizes smaller than the sizes of the particles induced into movement at the exit, and (ii) the shear resistance to tractive stresses at the starting point of any tendency to erode.

The hindrance of particle movement is adequately handled within the subject of filters and filter design. The possible interference of chemical effects would result from changes in particle sizes (both of the bed and of the filter) that might be caused by any solubility that may be unperceived if small, but cumulative, and is accelerating as the specific surface (surface to volume ratio) increases with decreasing particle size. Long-term effects have to be assessed, with due consideration of the specific reservoir waters.

For relating shear resistance to tractive stresses the importance of longterm colloid-chemical influences on clays is emphasized. Both the fabric of the soil and the interparticle attraction-repulsion forces affecting the particles' internal stability, can change significantly as a result of time-dependent adjustments generally associated with deflocculation, dispersion and cation-exchange, quite apart from leaching or solubility. Reservoir waters of higher salinities in arid areas, or those of industrially contaminated basins, have to be investigated as especially suspect. Clayey soils of higher colloidal cation-exchange activity and lower-valency associated cations (such as sodium) tend to be more vulnerable.

Des essais indiciaires sont réalisés afin d'évaluer les conditions potentiellement défavorables. L'essai indiciaire le plus significatif peut être réalisé en comparant les résultats des analyses granulométriques et les essais de plasticité lorsqu'ils sont réalisés sous des conditions similaires de (i) "sol naturel" lorsqu'il est mélangé séparément avec (a) de l'eau distillée, (b) de l'eau du réservoir, et (c) de l'eau distillée avec des défloculants et (ii) le sol après séchage et mis en poudre. Les sols argileux, pour lesquels les résultats aux essais ci-dessus mentionnés montrent les plus grandes différences, doivent être considérés avec plus de prudence en regard aux possibles effets chimiques défavorables.

### **3.7. TRAITEMENT DES DONNÉES POUR LES DÉCISIONS D'INGÉNIERIE**

Tous les essais et données d'observation sont par nature sujets à la dispersion, causée par différents types d'erreurs, comme les mesures imprécises et la limite de sensibilité des instruments. Ces erreurs se superposent à la variation naturelle des paramètres mesurés. Il est donc important d'exiger que les données soient traitées selon les principes statistiques, soit quantitativement si elles sont en nombre suffisant, ou au moins selon une évaluation conceptuelle.

D'abord, les données situées à l'extérieur du groupe doivent être rejetées par jugement et/ou comparaison/vérifications répétitives. Par la suite, les données sont traitées sur la base des valeurs les plus hautes et les plus basses dans le fuseau de confiance (e.g. probabilité de récurrence en fourchettes de pourcentage de 10 %/90 % ou 5 %/95 %, etc.). Pour être significatif, le facteur de sécurité à utiliser dans les calculs de conception et la prise de décision devrait être relié à de tels pourcentages, niveaux de risque et conséquences de risque.

Si le comportement doit impliquer un effet intégré ou cumulatif (compressibilités d'un grand nombre d'éléments de sol menant aux tassements), alors des fuseaux de confiance sont établis autour de la régression moyenne (statistique des moyennes). Si, par contre, le scénario de rupture est jugé être déclenchable par des conditions localisées [rupture en tension et concept du maillon le plus faible, ou rupture fragile (craquelage ou rupture par renard)], alors les fuseaux de confiance significatifs des dispersions sont ceux des points individuels variant autour de la moyenne (régression) et sont plus larges.

Les décisions d'ingénierie ne devraient pas être basées sur des conditions moyennes, mais sur des limites évaluées supérieures et inférieures. Dans des conditions extrêmes, des considérations devraient être portées au traitement des valeurs statistiques extrêmes. Cependant, en génie géotechnique, il n'y a pas encore de base pour l'utilisation préférentielle des différentes formulations de valeur extrême et il est donc hautement recommandé que la solution d'ingénierie à priori évite les scénarios qui peuvent être interprétés comme étant gouvernés par les valeurs statistiques extrêmes.

Pour plus de détails sur ces statistiques, le lecteur se référera à de Mello (1977, 1987)



Index tests are used for assessment of potentially unfavorable conditions. The most significant index testing can be achieved by comparing results of grain size analyses and plasticity tests when performed under comparative conditions of (i) the "natural soil" when mixed separately with (a) distilled water, (b) reservoir water, and (c) distilled water plus deflocculants and (ii) the soil after drying and powdering. Clayey soils in which the above results show larger differences have to be considered with greater prudence with regard to possible unfavorable chemical effects.

### **3.7. TREATMENT OF DATA FOR PURPOSE OF ENGINEERING DECISIONS**

All test and observational data are inherently subject to scatter, caused by various types of errors, such as, imprecise measurements and limiting sensitivity of instruments. These errors are superposed on the natural variation of the parameters being measured. Thus, it is important to require that data be treated within statistical principles, either quantitatively if sufficient in number, or at least in evaluated concept.

Firstly, obvious outliers in the data set should be rejected by judgement and/or by comparative/repetitive check tests. Thereafter, data are treated on the basis of upper and lower values in confidence bands (e.g. recurrence probabilities, or fractiles such as 10%/90% or 5%/95%, etc.). To be meaningful, the factor of safety to be used in the design calculations and decision making should be related to such fractiles and the levels of risk and risk-consequences.

If the behavior is judged to involve an integrated or cumulative effect (such as compressibilities of a large number of soil elements leading to settlements) then the confidence bands are established as dispersions of averages around the mean regression (statistics of averages). If, on the other hand, the failure scenario is judged to be triggerable by localized conditions (such as tensile failure and weakest-link concept, or brittle failure (cracking), or piping failure), then the meaningful confidence bands of dispersions are those of individual points varying around the mean (regression) and are much wider.

Engineering decisions should not be based on average conditions, but on reasonably assessed upper and lower bounds thereof. In extreme conditions consideration may have to be given to treatment of extreme value statistics. However, in geotechnical engineering there is yet no basis for preferential use of different extreme value formulations, and it is therefore highly recommended that the engineered solution a priori physically avoids a scenario that could be interpreted as being governed by extreme value statistics.

For more details on these statistical considerations the reader is referred to de Mello (1977, 1987).

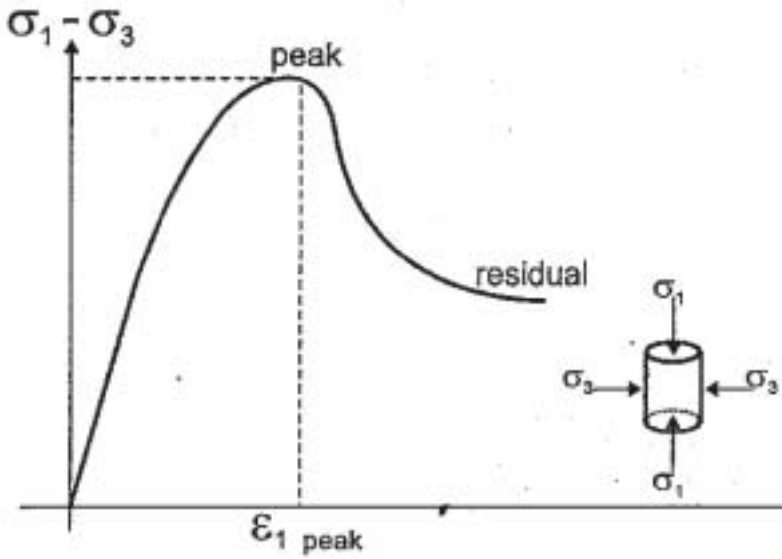


Fig. 3.1.

Typical shape of soil stress-strain curve from triaxial compression test  
*Allure type de la courbe contrainte-déformation d'un essai en compression triaxiale*

- |                      |                          |
|----------------------|--------------------------|
| 1) Peak strength     | 1) Résistance en pointe  |
| 2) Residual strength | 2) Résistance résiduelle |

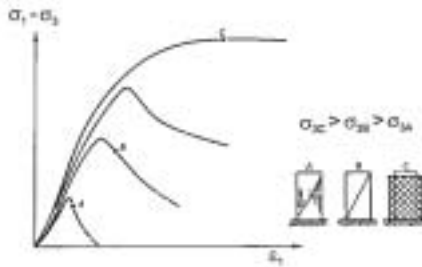


Fig. 3.2.

Triaxial compression stress-strain curves for intact rock (after Goodman, 1989)  
*Courbes de résistance vs déformation d'essai en compression triaxiale dans le roc intact (d'après Goodman, 1989)*

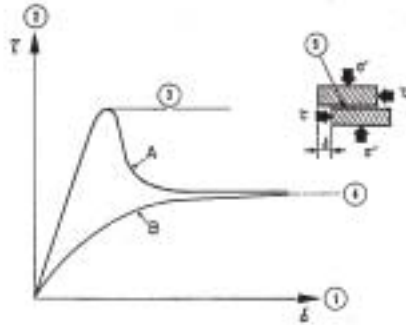


Fig. 3.3.

Shear-displacement relationship for rough (A) and smooth (B) joints  
(after ICOLD, 1993)

*Relation cisaillement-déplacement pour des points (A) rugueux et (B) lisses  
(d'après CIGB, 1993)*

1) Displacement

2) Shear stress

3) Peak shear strength

4) Residual shear strength

5) Pre-existing discontinuity

1) Déplacement

2) Résistance au cisaillement

3) Résistance de pointe au cisaillement

4) Résistance résiduelle au cisaillement

5) Discontinuité déjà existante

A) Rough surface free from  
previous displacement

B) Smooth surface previously  
subjected to large displacement

A) Surface rugueuse sans déplacement  
antérieur

B) Surface lisse ayant déjà subi un grand  
déplacement

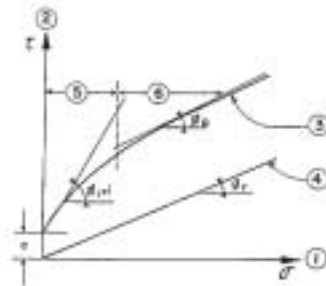


Fig. 3.4.

Failure envelope for peak and residual strength (after ICOLD, 1993)

*Enveloppe des résistances en pic et résiduelle à la rupture (d'après ICOLD, 1993)*

1) Normal stress

2) Shear stress

3) Peak strength envelope

4) Residual strength envelope

5) Dilatancy

6) Shear

1) Contrainte normale

2) Contrainte de cisaillement

3) Enveloppe des résistances en pic

4) Enveloppe des résistances résiduelles

5) Dilatance

6) Cisaillement

### 3.8. REFERENCES

AAS, G., LACASSE, S., LUNNE, T. & HOEG, K., 1986. Use of in situ tests for foundation design on clay. In: *Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering*, S.P. Clemence, ed., ASCE Geotechnical Special Publication, No. 6, pp. 1-30.

AMOS, E.M., BLAKEWAY, D. & WARREN, C.D., 1986. Remote sensing techniques in civil engineering surveys. In: *Site Investigation Practice: Assessing BS 5930*, A.B. Hawkins, ed., Geological Society Engineering Geology Special Publication No. 2, The Geological Society, London, pp.119-124.

ANON., 1972. The preparation of maps and plans in terms of engineering geology. *Quart. J. Eng. Geology*, 5:293-381.

ANON., 1976. *Engineering Geological Maps. A Guide to their Preparation*. The UNESCO Press, Paris, 79 pp.

ANON., 1977. The description of rock masses for engineering purposes. Report by the Geological Society Engineering Group Working Party, *Quart. J. Eng. Geology*, 10:355-388.

ANON., 1981a. Report of the IAEG Commission on Site Investigation. *Bull. Int. Assoc. Engineering Geology*, no.24, pp. 185-226.

ANON., 1981b. Recommended symbols for engineering geological mapping. Report by the IAEG Commission on Engineering Geological Mapping. *Bull. Int. Assoc. Eng. Geology*, no. 24, pp. 227-234.

ANON., 1981c. Rock and soil description for engineering geological mapping. Report by the IAEG Commission on Engineering Geological Mapping. *Bull. Int. Assoc. Engineering Geology*, no. 24, pp. 235-274.

ANON., 1982. Land surface evaluation for engineering purposes. Report by the Working Party under the auspices of the Geological Society, *Quart. J. Eng. Geology*, 15:265-316.

ANON, 1988. Engineering geophysics. Report by the Geological Society Engineering Group Working Party, *Quart. J. Eng. Geology*, 21:207-271.

ARNOLD, A.B., 1977. Geological mapping. In: *Handbook of Dam Engineering*, A.R. Golzé, ed., Van Nostrand Reinhold Co., New York, pp. 204-207.

ASCE, 1989. Geological investigations. In: *Civil Engineering Guidelines for Planning and Designing Hydroelectric Developments*, American Society of Civil Engineers, Vol.1, Division II, Part A, Chapter 6, pp. 6-1 to 6-63.

ASTM Subcommittee, 1986. Suggested method for performing the flat dilatometer test. *ASTM Geotechnical Testing J.*, 9(2):93-101.

BACK, P.A.A., CHAPLOW, R. & STEVENS, C., 1982. The influence of geology on the design of Victoria dam, Sri Lanka. Trans. 14th ICOLD, Rio de Janeiro, Q.53, R.20, 2:353-364.

BARNES, J.W., 1981. *Basic Geological Mapping*. Geological Society of London Handbook Series, The Open University Press, Milton Keynes, U.K., 112 p.

BARTON, N.R., 1976. The shear strength of rock and rock joints. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 13:255-279.

BARTON, N.R., 1986. Deformation phenomena in jointed rock. *Géotechnique*, 36:147-167.

BARTON, N.R., 1990. Scale effects or sampling bias? *Proc. Int. Workshop on Scale Effects in Rock Masses*, Loen, Norway, pp. 31-55.

BARTON, N.R., LIEN, R. & LUNDE, J., 1974. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mechanics*, 6:189-236.

BATES, R.L. & JACKSON, J.A., EDS., 1980. *Glossary of Geology*, 2<sup>nd</sup> ed., American Geological Institute, Falls Church, VA, 749p.

BELL, F.G., CRIPPS, J.C. & CULSHAW, M.G., 1986. A review of the engineering behaviour of soils and rocks with respect to groundwater. In: *Groundwater in Engineering Geology*, J.C. Cripps, F.G. Bell & M.G. Culshaw, eds., Geological Society Engineering Geology Special Publication No. 3, The Geological Society, London, pp. 1-23.

BIENIAWSKI, Z.T., 1975. The point-load test in geotechnical practice. *Engineering Geology*, 9:1-11.

BIENIAWSKI, Z.T., 1976. Rock mass classification in rock engineering. *Proc. Symp. Exploration for Rock Engineering*, Johannesburg, 1:97-106.

BIENIAWSKI, Z.T., 1978. *The Petite Sismique Technique - A Review of Current Developments*. The Pennsylvania State University, USA.

BIENIAWSKI, Z.T., 1993. Classification of rock masses for engineering: The RMR system and future trends. In: *Comprehensive Rock Engineering*, Vol. 3, J.A. Hudson, ed., Pergamon Press, pp. 553-573.

BIENIAWSKI, Z.T. & ORR, C.M., 1976. Rapid site appraisal for dam foundations by the geomechanics classification. *Trans. 12<sup>th</sup> ICOLD*, Mexico City, Q.46, R.32, 3:483-501.

BOZOVIC, A., 1985. Foundation treatment for control of seepage. General Report Q. 5, *Trans. 15<sup>th</sup> ICOLD*, Lausanne, 3:1467-1583.

BLACK, J.H., 1985. The interpretation of slug tests in fissured rocks. *Quart. J. Eng. Geology*, 18:161-171.

BLIGHT, G.E., ED., 1997. *Mechanics of Residual Soils*. Balkema, Rotterdam, 237p.

BRASSINGTON, F.C. & WALTHALL, S., 1985. Field techniques using borehole packers in hydrogeological investigations. *Quart. J. Eng. Geology*. 18:181-193.

BRASSINGTON, R., 1988. *Field Hydrogeology*. Geological Society of London Professional Handbook, Open University Press, Milton Keynes and Halsted Press, New York, 175p.

BRIAUD, J.-L., 1992. *The Pressuremeter*. Balkema, Rotterdam, 322p.

BROWN, E.T., ED., 1981. *Rock Characterization: Testing & Monitoring - ISRM Suggested Methods*. Pergamon Press, 211p.

BURWELL, E.B. & MONEYSMAKER, B.C., 1950. Geology in dam construction. In: *Application of Geology to Engineering Practice (Berkey Volume)*, The Geological Society of America, pp. 11-43.

BY, T.L., KONG, F.N. & WESTERDAHL, H., 1992. Georadar development at the Norwegian Geotechnical Institute. *Proc. 4<sup>th</sup> Int. Conf. Ground Penetration Radar*, Rovaniemi, pp. 22-28.

CLARK, L., 1977. The analysis and planning of step drawdown tests. *Quart. J. Eng. Geology*, 10:125-144.

CLEMENCE, S.P., ED., 1986. *Use of In situ Tests in Geotechnical Engineering*. Geotechnical Special Publication No. 6, American Society of Civil Engineers, New York, 1284p.

COOKE, R.U. & DOORNKAMP, J.C., 1974. *Geomorphology in Environmental Management*. Oxford University Press, Oxford.

DARCY, H., 1856. *Les fontaines publiques de la ville de Dijon*. Dalmont, Paris.

DARRACOTT, B.W. & MCCANN, D.M., 1986. Planning engineering geophysical surveys. In: *Site Investigation Practice: Assessing BS 5930*, A.B. Hawkins, ed., Geological Society Engineering Geology Special Publication No. 2, The Geological Society, London, pp. 85-90.

DAW, G.P., 1984. Application of aquifer testing to deep shaft investigations. *Quart. J. Eng. Geology*, 17:367-386.

DEARMAN, W.R., 1991. *Engineering Geological Mapping*. Butterworth-Heinemann, Oxford, 387 pp.

DEERE, D.U., 1968. Geologic considerations. In: *Rock Mechanics in Engineering Practice*. K.G. Stagg & O.C. Zienkiewicz, eds., Wiley, New York, pp. 1-20.

DEERE, D.U. & DEERE, D.W., 1988. The rock quality designation (RQD) index in practice. In: *Rock Classification Systems for Engineering Purposes, ASTM-STP 984*, L. Kirkaldie, ed., American Society for Testing and Materials, Philadelphia, PA, pp.91-101.

DODDS, D.J., 1974. Interpretation of plate loading test results. In: *Field Testing and Instrumentation of Rock, ASTM-SPT 554*, American Society of Testing and Materials, Philadelphia, PA, pp. 20-34.

DUNCAN, J.M., 1992. State-of-the-art: Static stability and deformation analysis. In: *Stability and Performance of Slopes and Embankments-II*. R.B. Seed & R.W. Boulanger, eds., ASCE Geotechnical Special Publication No. 31, 1:222-266.

FELL, R., MACGREGOR, P. & STAPLEDON, D., 1992. *Geotechnical Engineering of Embankment Dams*. Balkema, Rotterdam, 675p.

FETTER, C.W., 1994. *Applied Hydrogeology*, 3<sup>rd</sup> ed., Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ, 691p.

FINN, P.S., NISBET, R.M. & HAWKINS, P.G., 1986. Guidance on pressuremeter, flat dilatometer and cone penetration testing. In: *Site Investigation Practice: Assessing BS 5930*, A.B. Hawkins, ed. Geological Society Engineering Geological Special Publication No. 2, The Geological Society, London, pp. 299-308.

FOOKES, P.G. & VAUGHAN, P.R., 1986. *A Handbook of Engineering Geomorphology*. Surrey University Press/Chapman and Hall, 343 pp.

GOODMAN, R.E., 1989. *Introduction to Rock Mechanics*. 2<sup>nd</sup> ed., Wiley, New York, 652p.

GROUPE DE TRAVAIL DE "AGUA Y ENERGIA ELECTRICA", Argentine, 1982. Les étapes de la recherche géologique et géotechnique dans la conception des barrages. *Trans.14<sup>th</sup> ICOLD*, Rio de Janeiro, Q.53, R.31, 2:531-536.

GUZINA, B.J., SAVIC, M. & PETROVIC, N., 1991. Seepage and dissolution at foundation of a dam during the first impounding of the reservoir. *Trans. 17<sup>th</sup> ICOLD*, Vienna, Q.66, R.78, 3:1459-1475.

HARDER, L.F., 1988. *Use of Penetration Tests to Determine the Cyclic Loading Resistance of Gravelly Soils during Earthquake Shaking*. Ph.D. Thesis, University of California, Berkeley.

HEAD, K.H., 1982. *Manual of Soil Laboratory Testing, Vol. 2: Permeability, Shear Strength and Compressibility Tests*. Pentech Press, Plymouth, Devon, 747p.

HEITFELD, K.H. & KOPPELBERG, W., 1981. Durchlässigkeitsuntersuchungen mittels WD-Versuchen. *Zentralblatt Geol. Paläont.*, Teil I, H. 5/6:634-661.

HILL, I.A., 1992. Field techniques and instrumentation in shallow seismic reflection. *Quart. J. Eng. Geology*, 25:183-190.

HOEK, E., 1983. Strength of jointed rock masses. (23<sup>rd</sup> Rankine Lecture), *Géotechnique*, 33:187-223.

HOEK, E. & BRAY, J., 1977. *Rock Slope Engineering*, 3<sup>rd</sup> ed., The Institution of Mining and Metallurgy, London, 358p.

HOEK, E. & BROWN, E.T., 1981. *Underground Excavations in Rock*. The Institution of Mining and Metallurgy, London, 527p.

HOEK, E., KAISER, P.K. & BAWDEN, W.F., 1995. *Support of Underground Excavations in Hard Rock*. Balkema, Rotterdam, 215p.

HOULSBY, A.C., 1976. Routine interpretation of the Lugeon water test. *Quart. J. Eng. Geology*, 9:803-814.

ICOLD, 1990. *Dispersive Soils in Embankment Dams*. Bulletin 77, Int. Commission on Large Dams, Paris, 54p.

ICOLD, 1993. *Rock Foundations for Dams*. Bulletin 88 (by P. Londe), Int. Commission on Large Dams, Paris, 241p.

ISRM, 1978. Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. Commission on Standardization of Laboratory and Field Tests. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 15(6):319-368.

IRSM, 1981. Basic geotechnical description of rock masses. Commission on Classification of Rocks and Rock Masses. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 18:85-110.

ISRM, 1985. Suggested method for determining point load strength. Int. Soc. for Rock Mechanics, Commission on Testing Methods, Working Group on Revision of the Point Load Strength Test Method, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 22(2):51-60.

JAMES, P.M., 1969. In situ shear tests at Muda dam. *Proc. Conf. In Situ Investigation in Soils and Rock*, London, pp. 75-81.

KING, R.F., 1992. High-resolution shallow seismology: history, principles and problems. *Quart. J. Eng. Geology*, 25:177-182.

KENNARD, M.F., KNILL, J.L. & VAUGHAN, P.R., 1967. The geotechnical properties and behaviour of Carboniferous shale at Balderhead Dam. *Quart. J. Eng. Geology*, 1:32-45.

KONG, F.N. & BY, T.L., 1995. Performance of a GPR system which uses step frequency signals. *J. Applied Geophysics*, 33:15-26

KRAMER, R., 1998. Personal communication.

KRUSEMAN, G.P. & DE RIDDER, W.A., 1979. *Analysis and Evaluation of Pumping Test Data*. Int. Institute for Land Reclamation and Improvement, Wageningen, The Netherlands.

LAMBE, T.W. & WHITMAN, R.V., 1979. *Soil Mechanics (SI version)*. Wiley, New York.

LANCASTER-JONES, P.F.F., 1975. The interpretation of the Lugeon water test. *Quart. J. Eng. Geology*, 8:151-154.



LILLESAND, T.M. & KIEFER, R.W., 1996. *Remote Sensing and Image Interpretation*. 3<sup>rd</sup> ed., Wiley, New York, 750 p.

LIU, T.K., 1970. A review of engineering soil classification systems. *ASTM Special Technical Publication 479*, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, pp. 361-382.

LOHMAN, S.W., 1972. *Ground-Water Hydraulics*. Geological Survey Professional Paper 708, U.S. Geological Survey, Washington, D.C., 70 p.

LUGEON, M., 1933. *Barrages et Géologie*. Dunod, Paris.

LUNNE, T., LACASSE, S., RAD, N.S. & DECOURT, L., 1989. General report/Discussion session 2: SPT, CPT, pressuremeter testing and recent developments on in situ testing. *Proc. 12<sup>th</sup> Int. Conf. Soil Mech Found Engrg.*, Rio de Janeiro, 4:2417-2428.

LUNNE, T., ROBERTSON, P.K. & POWELL, J.J.M., 1997. *Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice*. Blackie Academic & Professional, London, 312 p.

MAKURAT, A., BARTON, N., RAD N.S. & BANDIS, S., 1990. Joint conductivity variation due to normal and shear deformation. *Proc. Int. Symp. Rock Joints*, Loen, Norway, pp.535-540.

MARCHETTI, S., 1980. In situ tests by flat dilatometer. *J. Geotech. Engrg. Div., ASCE*, 106(GT3):299-321.

MARTIN, R.P. & HENCHER, S.R., 1986. Principles for description and classification of weathered rock for engineering purposes. In: *Site Investigation Practice: Assessing BS: 5930*, A.B. Hawkins, ed., Geological Society Engineering Geology Special Publication No. 2, The Geological Society, London, pp. 299-308.

MATTEWS, M.C., HOPE, V.S. & CLAYTON, C.R.I., 1996. The use of surface waves in the determination of ground stiffness profiles. *Proc. Inst. Civ. Engrs., Geotechnical Engineering*, 119:84-95.

MEIER, E., HUGGENBERGER, P., STIEFELHAGEN, W., MÜLLER, I. & CHRISSTE, R., 1997. Geophysical methods as a tool for speleological and geotechnical investigations in karst, Maira, Plateau de Bure (JU) Switzerland. *Proc. 12<sup>th</sup> Int. Congr. Speleology*, La Chaux de Fonds, 2:221-224.

DE MELLO, V.F.B., 1977. Reflections on design decisions of practical significance to embankment dams (17th Rankine Lecture). *Géotechnique*, 27:279-355.

DE MELLO, V.F.B., 1987. Risk in geotechnical works:conceptual and practical suggestions. *Proc. 8<sup>th</sup> Panam. Conf. Soil Mech. Found. Engrg.*, Cartagena, 4:319-347.

OLIVIER, H.J., 1979. Some aspects of the influence of mineralogy and moisture redistribution on the weathering behaviour of mudrocks. *Proc. 4<sup>th</sup> Int. Congress Rock Mechanics*, Montreux, 3:467-474.

PEARSON, R. & MONEY, M.S., 1977. Improvements in the Lugeon or packer permeability test. *Quart. J. Eng. Geology*, 10:221-239.

PIRCHER, W., 1982. Influence of geology and geotechnics on the design of dams. General Report Q.53, *Trans. 14<sup>th</sup> ICOLD*, Rio de Janeiro, 2:1019-1114.

PRIEST, S.D., 1985. *Hemispherical Projection Methods in Rock Mechanics*. George Allen & Unwin, London, 124p.

ROMANA, M.N., 1993. A geomechanical classification for slopes: Slope mass rating. In: *Comprehensive Rock Engineering*, Vol. 3. J.A. Hudson, ed., Pergamon Press, pp.575-599.

RICHARDS, A.F., ED., 1988. *Vane Shear Strength Testing in Soils: Field and Laboratory Studies*. American Soc. for Testing and Materials, ASTM-STP 1014, Philadelphia, PA, 378p.

RUSHTON, K.R. & HOWARD, K.W.F., 1982. The unreliability of open observation boreholes in unconfined aquifer pumping tests. *Groundwater*, 20:546-550.

RUSHTON, K.R. & REDSHAW, S.C., 1979. *Seepage and Groundwater Flow*, Wiley, Chichester.

SANTAMARINA, J.C., 1994. An introduction to geotomography. In: *Geophysical Characterization of Sites*, R.D. Woods, ed. Volume prepared by ISSMFE Technical Committee #10, Oxford & IBH Publishing Co. Pvt. Ltd., New Delhi, pp.35-43.

SCHNEIDER, B., 1967. Moyens nouveaux de reconnaissance des massifs rocheux. *Annales de l'ITBTP*, juillet-août, no. 235-236, pp.1055-1094.

SHARP, J.C. & MAINI, Y.N.T., 1972. Fundamental considerations on the hydraulic characteristics of joints in rocks. *Proc. Symp. Percolation through Fissured Rock*, Stuttgart, pp. T1F 1-15.

SHERARD, J.L., DECKER, R.S. & DUNNIGAN, L.P., 1976. Identification and nature of dispersive soils. *J. Geotech. Engrg. Div., ASCE*, 102(GT4):277-301.

SHERARD, J.L., WOODWARD, R.J., GIZIENSKI, S.F. & CLEVINGER, W.A., 1963. *Earth and Earth Rock Dams*. Wiley, New York.

SIDDLE, H.J., JONES, D.B. & WARREN, C.D., 1984. The use of tracer techniques to assess groundwater flows in site investigation. In: *Site Investigation Practice. Assessing BS:5930*, A.B. Hawkins, ed., Geological Society Engineering Geology Special Publication No. 2, The Geological Society, London, pp. 375-384.

SKEMPTON, A.W., 1986. Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation. *Géotechnique*, 36:425-447.

STROUD, M.A., 1974. The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks. *Proc. European Symp. Penetration Testing*, Stockholm, Vo. 2:2, pp.367-375.

SY, A. & CAMPANELLA, R.G., 1993. Dynamic performance of the Becker hammer drill and penetration test. *Canadian Geotechnical J.*, 30:607-619.

TERZAGHI, K. & PECK, R.B., 1967. *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 2<sup>nd</sup> ed., Wiley, New York, 729p.

TODD, D.K., 1959. *Ground Water Hydrology*. Wiley, New York, 336 pp.

USBR, 1951. *Permeability Tests using Drill Hole and Wells*. Geology Report No. G-97, U.S. Bureau of Reclamation, Denver, 43p.

USBR, 1974. *Earth Manual*. 2<sup>nd</sup> ed., U.S. Bureau of Reclamation, Denver, 810p.

VINCENT, R.K., 1997. *Fundamentals of Geological and Environmental Remote Sensing*. Prentice Hall, 370p.

WALTHALL, S. & CAMPELL, J.E., 1986. The measurement, interpretation, and use of permeability values with specific reference to fissured aquifers. In: *Groundwater in Engineering Geology*, J.C. Cripps, F.G. Bell, & M. Culshaw, eds., Geological Society Engineering Geology Special Publication No. 3, The Geological Society, London, pp. 273-278.

WALTHALL, S. & INGRAM, J.A., 1984. The investigation of aquifer parameters using multiple piezometers. *Groundwater*, 22:25-30.

WEST, G., 1984. Desk studies, air photograph interpretation and reconnaissance for site investigation. In: *Site Investigation Practice: Assessing BS 5930*, A.B. Hawkins, ed., Geological Society Engineering Geology Special Publication No. 2, pp. 9-16.

WILSON, S.D. & MARSAL, R.J., 1979. *Current Trends in Design and Construction of Embankment Dams*. American Society of Civil Engineers, New York, 125p.

WOODS, R.D., ED., 1994. *Geophysical Characterization of Sites*. Volume prepared by ISSMFE Technical Committee #10, Oxford & IBH Publishing Co. Pvt. Ltd., New Delhi, 141 pp.

WROTH, C.P., 1984. The interpretation of in situ soil tests (24<sup>th</sup> Rankine Lecture). *Géotechnique*, 34:449-489.

ZOGOVIĆ, D., 1991. Hydrogeological conditions of a dam project. *Trans. 17<sup>th</sup> ICOLD*, Vienna, Q.66, R.77, 3:1447-1458.

---

## 4. TRAITEMENT DES FONDATIONS

---

### 4.1. INTRODUCTION

Les barrages peuvent être construits avec succès même sur des sites présentant des fondations difficiles. Les fondations de barrage nécessitent généralement des traitements pour satisfaire les exigences de stabilité, déformation et étanchéité. En utilisant des mesures correctives appropriées, aussi appelées travaux d'amélioration de terrain, les fondations peuvent être traitées afin d'obtenir un niveau acceptable de compétence. Des traitements sont disponibles pour:

- augmenter la résistance au cisaillement de la fondation,
- augmenter la stabilité des appuis,
- augmenter la rigidité des fondations,
- réduire la percolation dans les fondations,
- réduire les sous-pressions,
- drainer les appuis,
- fournir une protection contre l'érosion souterraine, en particulier les renards,
- améliorer le contact entre les fondations et le barrage.

Les mauvaises conditions de fondation, incluant les discontinuités, telles que failles, plans de litage et de schistosité, peuvent affecter la stabilité de tout type de barrages. Comme expliqué au chapitre 2, les besoins pour les barrages en béton et en terre sont différents et les travaux d'amélioration de terrain dépendent largement du type et de la dimension du barrage. Les diverses formes de traitement améliorent la réponse des fondations aux charges et aux conditions hydrauliques imposées par le barrage et le réservoir, ainsi que celles imposées par les événements sismiques; elles sont des éléments essentiels pour la sécurité d'un barrage. De plus elles ont un impact significatif sur les coûts d'un barrage à un site donné. Les progrès continuels au niveau des outils et des méthodes d'amélioration de terrain fournissent aux planificateurs, concepteurs et entrepreneurs un choix grandissant de méthodes correctives.

Ce chapitre présente les méthodes de traitement de fondation disponibles, usuelles ou moins fréquentes, et en particulier les techniques les plus récentes. Les méthodes de traitement peuvent être regroupées comme suit:

- Excavation et traitement de surface
- Traitement par scellement
- Traitement par drainage
- Traitement par mesures de renforcement

Ces activités sont précédées par des travaux préparatoires tels que la dérivation de la rivière, ainsi que par des mesures de stabilisation pour assurer une construction ininterrompue et la sécurité des travailleurs. Le chapitre se termine par une discussion sur les aspects contractuels et organisationnels des travaux de construction de fondation de barrage.

---

## 4. FOUNDATION TREATMENT

---

### 4.1. INTRODUCTION

Dams can be built successfully even at sites with difficult foundation conditions. Foundations for dams usually require some treatment to satisfy the requirements of stability, deformation, and watertightness. By applying appropriate corrective measures, known as ground-improvement works, foundations can be treated to achieve acceptable levels of competence. Measures are available to:

- increase foundation shearing strength,
- increase stability of abutments,
- increase foundation stiffness,
- reduce quantity of foundation seepage,
- reduce uplift pressures,
- drain abutments,
- provide protection against subsurface erosion and in particular piping,
- improve contact between foundation and dam.

Poor foundation conditions, including geological discontinuities, such as faults, bedding planes and schistosity, can affect the stability of any type of dam. As explained in Chapter 2, there are differences in the requirements for concrete and embankment dams, and ground improvement works depend significantly on the type and size of dam. Various forms of treatment improve the response of the foundation to the loads and hydraulic conditions imposed by the dam and the reservoir, as well as seismic events, and are essential elements in the safety of a dam. Also they have a large impact on the cost of a dam at a given site. The continuous advancements in ground-improvement tools and methods provides planners, designers, and contractors with an increasingly greater choice of corrective measures.

This chapter addresses available methods of foundation treatment, both usual and less usual, with emphasis on more recent techniques. The treatment methods can be grouped into:

- Excavation and surface treatment
- Treatment by sealing measures
- Treatment by drainage measures
- Treatment by strengthening measures

These activities are preceded by some preparatory works including river diversion and stabilization measures in order to ensure uninterrupted construction and the safety of the workers. The chapter concludes with a discussion on contractual and organizational aspects of dam foundation construction.

## **4.2. TRAVAUX PRÉPARATOIRES**

### **4.2.1. Nettoyage, essouchage et décapage**

Le nettoyage, l'essouchage et le décapage font partie intégrante de presque tout traitement de fondation. Le nettoyage consiste en l'enlèvement, le transport et la mise aux rebuts de tous les arbres, souches, végétation, clôtures, services, débris et autres obstructions dans la zone qui sera occupée ultérieurement par les ouvrages permanents du barrage. L'essouchage est l'excavation de toutes les racines, les troncs enfouis et autres matériaux inclus dans le mort terrain, et le décapage est l'enlèvement de tout humus, matière végétale et terre organique. Ces activités sont généralement exécutées sur toute l'emprise des fondations. (USBR, 1984).

### **4.2.2. Dérivation de la rivière et contrôle de l'eau**

La dérivation de la rivière est l'un des premiers pas pour dénoyer la fondation du barrage. Elle nécessite la construction de batardeaux ainsi que d'autres travaux tels que des galeries de dérivation, des canaux de dérivation, des ouvrages de restitution ou autres conduits. Les travaux de dérivation sont traités dans le Bulletin 48a (CIGB, 1986). La dérivation de la rivière représente une étape critique du programme de construction; si la date limite de la dérivation n'est pas rencontrée, juste avant une saison humide ou une saison de crues, le projet peut être retardé de plusieurs mois. La crue de conception de la dérivation présente des risques d'être dépassée pendant la construction, et des plans de contingence pour le dénoyage du site après débordement au-dessus des batardeaux doivent être établis. L'entrepreneur et le propriétaire doivent être sensibilisés en ce qui a trait à ces risques ainsi qu'à leur responsabilité pour le nettoyage après inondation, les délais et les coûts associés.

Quel que soit le type de barrage, il est généralement nécessaire de vidanger le site entre ou à l'intérieur des batardeaux afin de procéder aux excavations et au traitement des fondations et pour construire la partie inférieure du barrage. Lorsque l'excavation se fait dans des alluvions ou autres matériaux perméables, l'assèchement des dépôts aquifères sera probablement nécessaire pour empêcher l'eau de s'infiltrer et de s'accumuler dans la zone d'excavation. Pour concevoir un système d'assèchement, il faut savoir si les alluvions perméables agiront comme un aquifère non confiné simple ou comme des aquifères multiples. Des puits et des pompes peuvent être nécessaires pour assécher et maintenir le site à sec.

Dans la terminologie du génie géologique, le terme 'assécher' veut dire 'enlever l'eau des matériaux par d'autres moyens que l'évaporation' tandis que 'vidanger' veut dire 'enlever l'eau d'une masse d'eau libre'.

Outre la dérivation et l'assèchement, le site peut nécessiter une protection contre le ruissellement sur les appuis entre les batardeaux. Pour faire face à cette situation, il est recommandé d'installer un système de drainage de surface le long des appuis.

## **4.2. PREPARATORY WORKS**

### **4.2.1. Clearing, grubbing, and stripping**

Clearing, grubbing, and stripping are part of nearly every dam foundation treatment. Clearing is the removal, transport, and disposal of all trees, stumps, vegetation, fences, structures, utilities, debris, and other obstructions in the areas which will later be occupied by permanent works of the dam. Grubbing is the digging up of all roots, buried logs, and other materials embedded in the topsoil, and stripping is the removal of all humus, vegetable material, and organic topsoil. These activities are generally carried out over the full areal extent of the foundation (USBR, 1984).

### **4.2.2. River diversion and control of water**

River diversion is one of the first steps to unwater the dam foundation. It involves the construction of cofferdams as well as other works such as diversion tunnels, diversion channels, outlet works, or other conduits. River diversions are the subject of ICOLD Bulletin 48a (ICOLD, 1986) where more information can be found. River diversion is a critical stage in the entire construction program because missing the deadline for river diversion just prior to a wet or runoff season may delay the project for months. The diversion design flood has some risk of being exceeded during construction, and contingency plans for unwatering the site after overtopping of the cofferdams must be established. The contractor and the owner must be made aware of these risks and of their responsibility for post-flooding clean-up, delays and associated expenses.

Regardless of the type of dam, it is generally necessary to unwater the site between or within the cofferdams to proceed with excavation and treatment of the foundation and to construct the lower part of the dam. When excavating through alluvial or other pervious deposits, dewatering of the water-bearing deposits will probably be required to prevent water from seeping into and collecting in the excavation. To design a dewatering system it must be known whether the water-bearing alluvium or other deposits will act as a single unconfined aquifer or as several aquifers. Wells may be necessary for dewatering, and pumps to keep the site unwatered.

In engineering geological terminology "to dewater" means "to remove water from wet materials by means other than evaporation" whereas "to unwater" means "to remove water from a free body of water."

Apart from river diversion and dewatering, the site may have to be protected from hillside runoff between the cofferdams. To take care of this situation it is advisable to install a surface drainage system along the hillsides.

### 4.2.3. Stabilisation des pentes à l'extérieur de l'excavation

Avant que ne débutent les travaux d'excavation, la stabilité des pentes au-dessus de la future excavation est investiguée et, si nécessaire, des mesures appropriées sont prises pour prévenir les chutes de roches et les glissements dans la zone d'excavation. Ce problème s'applique particulièrement aux vallées à pentes abruptes et ayant des conditions géologiques défavorables. Les zones de pentes naturelles qui peuvent constituer des dangers pendant la phase de l'opération doivent aussi être corrigées à ce moment. La stabilité des pentes naturelles et des talus d'excavation est affectée par les facteurs suivants:

- La géométrie de l'excavation (inclinaison et hauteur du talus).
- Les conditions géologiques du site (propriétés des matériaux constituant la pente, pressions interstitielles).
- Les mesures prises avant l'excavation de la fondation, telles que nettoyage ou décapage des matériaux superficiels, qui peuvent affecter la stabilité des pentes par déchargement de la base de la pente, changement des réseaux de ruissellement et augmentation de l'érosion de surface.
- La réduction des contraintes latérales peut mener à une ouverture de joints et fissures lesquels peuvent ultérieurement être remplis d'eau et déstabiliser les pentes. Dans les sols, les liens de cimentation peuvent être détruits causant une diminution de la résistance.
- L'excavation du roc est souvent faite à l'aide de lourdes charges d'explosifs. Il en résulte un relâchement dans la masse rocheuse, augmentant de ce fait la déformabilité et la perméabilité en dessous et derrière les surfaces d'excavation. Ceci peut mener à une réduction de la stabilité des pentes à l'intérieur et au-dessus de la zone d'excavation.

Le phénomène d'instabilité superficielle sur les pentes abruptes entourant les excavations représente un danger pour la sécurité des travailleurs. Il y a plusieurs façons de prévenir les chutes de roches et les glissements. D'abord, les effets déstabilisateurs causés par le dynamitage des excavations peuvent être réduits en utilisant des techniques spéciales de dynamitage telles que, forages alignés, pré-découpage et sautage adouci (voir par exemple, Hook & Bray, 1981 pour plus de détails). Deuxièmement, diverses mesures sont disponibles pour augmenter la sécurité de ces pentes (Cording, 1972; Chandler, 1991).

- La stabilité peut être améliorée en réduisant la pente. Puisqu'elle nécessite le déplacement de grandes quantités de matériaux, cette mesure ne s'applique pas toujours.
- La stabilité du mort terrain et du roc peut être améliorée par drainage, par exemple à l'aide de forages horizontaux ou par des galeries de drainage. Ces mesures réduisent la pression hydrostatique derrière la pente augmentant de ce fait sa stabilité. (Hoek & Sharp, 1970; Choi, 1974, Kenney et al., 1977; Veder, 1979; Lau & Kenney, 1984).
- La construction de clôtures le long des pentes abruptes dans le roc ou la mise en place de treillis métalliques sur les surfaces stables de roc exposé, sauf dans le cas des matériaux lâches (blocs, pierres, etc.) peut protéger le site et les routes d'accès des chutes de blocs. Quelquefois il est recommandable de construire des bermes et d'utiliser des boulons pour stabiliser le roc sur les pentes.



### 4.2.3. Slope stabilization outside the excavation

Before excavation works start, the stability of slopes above the future excavation is investigated and, if necessary, appropriate measures are taken to mitigate rock falls and slides onto the foundation area. This problem applies particularly in valleys with steep slopes and unfavorable geological conditions. Natural slope areas that may pose dangers during the operation phase should also be corrected at this time. The stability of the natural slopes as well as of the excavation cut-slopes are influenced by the following factors:

- Excavation geometry (inclination and height of slope).
- Site geologic conditions (properties of slope materials, pore water pressure).
- Measures taken prior to foundation excavation, such as clearing or stripping the topsoil, as they can impair the stability of the slopes by unloading their base and changing runoff patterns and increasing surficial erosion.
- Reduction of lateral stress can lead to the opening of joints and fissures which later may be filled with water causing instability of the slopes. In soils cementation bonds may be destroyed leading to decreased strength.
- Rock excavation is often carried out by heavy blasting. This results in rock mass loosening, thus increasing the deformability and permeability below and behind the excavation face. This can lead to decreased stability of the slopes in and above the excavation.

Surficial instability on steep slopes surrounding the excavation is a threat to workers' safety. There are several ways to prevent rockfalls and slides. First, the destabilizing effects caused by excavation blasting can be reduced by using special blasting techniques, such as peripheral line drilling, presplitting and smooth-wall blasting (see, for example, Hook & Bray, 1981 for more details). Second, a number of measures are available to increase the safety of these slopes (see e.g. Cording, 1972; Chandler, 1991).

- Stability can be improved by flattening the slope. Since this may require a great quantity of material to be moved, this measure is not always applicable.
- Stability of the overburden or rock can be improved by drainage, for example, by means of horizontal boreholes or by drainage galleries. These measures reduce the hydrostatic pressures within a slope and thus increase its stability (Hoek & Sharp, 1970; Choi, 1974, Kenney et al., 1977; Veder, 1979; Lau & Kenney, 1984).
- Construction of fences along steep slopes in rock, or wire mesh draped over exposed rock faces which are stable, except for loose materials (boulders, stones, etc.), can protect the site and access roads from rock falls. Sometimes it is advisable to construct berms and use rock bolts on the slopes.

- béton projeté, béton ou mortier (gunité) appliqué pneumatiquement sur la surface des pentes rocheuses, peut procurer un excellent support mécanique. Le béton projeté pénètre dans les fissures de grande ouverture et améliore la résistance superficielle de la structure. L'effet stabilisateur de cette technique est grandement amélioré en utilisant du treillis métallique à mailles rigides et des boulons. Le béton projeté procure aussi une protection pour les fondations dans des roches sensibles à l'altération c.-à-d. présentant une propension au relâchement lorsque exposées à l'air.

- Le béton projeté utilisé sur les pentes instables dans le mort terrain prévient, ou du moins retarde, la pénétration des eaux de surface dans le sol, phénomène qui peut entraîner une réduction de la résistance au cisaillement. Les pentes protégées à l'aide du béton projeté doivent toujours être munies de trous de drainage localisés aux endroits stratégiques.

- Dans des cas spéciaux, il peut être nécessaire de construire des murs de béton ou des contreforts sur les pentes rocheuses pour stabiliser ou protéger l'excavation.

### **4.3. EXCAVATION DES FONDATIONS ET TRAITEMENT DE SURFACE**

#### **4.3.1. Généralités**

L'excavation enlève les matériaux indésirables et expose une fondation satisfaisante ou traitable en fonction de trois considérations géologiques : la stabilité, la déformation et l'hydraulique souterraine. Le rapport entre le coût d'excavation et le coût des autres travaux de fondation dépend du type de barrage, de la difficulté d'excaver la fondation et particulièrement des conditions géologiques qui ne seront complètement connues que lors des excavations. Puisqu'il y a probablement d'autres facteurs contrôlant le type de barrage et sa localisation, le volume des excavations ne peut pas être toujours minimisé en choisissant un type de barrage au lieu d'un autre. Les activités d'excavation peuvent facilement être en retard et augmenter les coûts aussi, une analyse et une planification soigneuses des excavations avec une estimation réaliste des contingences sont importantes pour obtenir une fondation adéquate et s'en tenir au programme de construction.

Pour les *barrages en remblai*, une séquence d'excavation qui peut être utilisée consiste à compléter l'excavation de toute la fondation avant de placer les matériaux de remblai. Les excavations peuvent débiter à la partie supérieure des appuis (particulièrement dans les canyons rocheux plus abrupts) et progresser vers le centre de la vallée ou simultanément à différentes localisations le long de l'axe du barrage. L'exécution de traitements de surface, la construction d'un rideau d'injection ou autres coupures étanches souterraines, l'injection de consolidation et éventuellement l'exécution de galeries peuvent débiter dans n'importe quel secteur le long de l'axe du barrage là où l'excavation est terminée. Une autre approche est de débiter l'excavation et le traitement de fondation dans le lit de la rivière et continuer, pendant la mise en place des remblais du barrage, vers les appuis. Suffisamment de temps doit être réservé entre l'excavation des fondations et la mise en place des remblais pour réaliser les travaux d'amélioration de terrain. Dans les deux approches, la partie utilisable de matériaux excavés peut servir à la construction des épaulements du barrage. Là où on a recours à un parafouille dans la zone du noyau, la mise en place des matériaux d'épaulement n'est pas en général

- Shotcrete, pneumatically applied concrete or mortar (gunitite), sprayed on the surface of a rock slope can provide excellent mechanical support. Shotcrete penetrates into wide open cracks and improves the surficial strength of the structure. The stabilizing effect of this technique is greatly enhanced by using wire mesh and bolts. Shotcrete also provides protection for foundation rock sensitive to weathering, e.g. presenting air slaking features.

- Shotcrete used on slopes in overburden, prone to sliding, prevents, or at least delays, surface water from entering the soil which may lead to a reduction in shear strength. Shotcreted slope faces must always be provided with a sufficient number of strategically placed weep holes.

- In special cases it may be necessary to construct concrete walls or buttresses on rock slopes to stabilize or protect the excavation.

### **4.3. FOUNDATION EXCAVATION AND SURFACE TREATMENT**

#### **4.3.1. General**

Excavation removes undesirable material to expose a foundation, which is satisfactory or treatable with respect to the three geologic considerations of stability, deformation, and subsurface hydraulics. The ratio of the cost of excavation to the total cost of other dam foundation works depends on the type of dam, the difficulty of excavating the foundation, and particularly the geologic conditions which will become fully exposed only during excavation. Because there are probably other factors controlling the type of dam and its location, the volume of excavation cannot necessarily be minimized by selecting one type of dam over another. Excavation activities can easily fall behind schedule and increase costs, and therefore, careful analysis and planning of the excavation with realistic allowances for contingencies are important to achieving a suitable dam foundation and maintaining the construction schedule.

For *embankment dams* one sequence of excavation is to complete the entire foundation excavation before placing fill materials. Excavations may start at the top of the abutments (particularly in steeper rocky canyons) and progress towards the center of the valley or simultaneously at various locations along the dam axis. Performing surface treatments, construction of a grout curtain or other subsurface seepage barriers, consolidation grouting, and possibly a cut-and-cover gallery can begin in areas anywhere along the dam axis where the excavation is completed. Another approach is to start the excavation and foundation treatment in the river bed and continue - during placement of fill material in the dam body - toward the abutment areas. Sufficient time must again be scheduled between foundation excavation and fill placement for constructing ground improvement works. In either approach suitable portions of the excavated material can be used in the construction of the shoulders (shells) of the dam. Where a core trench is used, the placement of shoulder material in general is not influenced by this work, except for the area where an outlet works passes beneath the dam. Whenever there is a risk of deterioration of the foundation

influencée par ce travail, sauf dans les secteurs où des ouvrages de restitution passent sous le barrage. Lorsqu'il y a un risque de détérioration de la surface des fondations, l'excavation des derniers décimètres peut être retardée et entreprise immédiatement avant la mise en place des remblais.

Pour *les barrages en béton*, la séquence des excavations débute généralement à la partie supérieure des appuis. Cette approche nécessite la mise en oeuvre d'un système de route d'accès bien planifié et des plates-formes à différents niveaux pour optimiser l'accès à la zone de fondation.

Le dynamitage du roc dans les excavations de fondation doit être conçu et exécuté avec soin parce qu'un dynamitage fort près de la surface finale de l'excavation endommagera le roc restant, ce qui peut augmenter la déformation, la perméabilité et l'absorption de coulis, et réduire la stabilité des pentes dans la fondation.

Une grande attention doit être accordée aux détails géologiques mis en évidence au fur et à mesure de l'excavation, afin de contrôler la limite de la fondation excavée et ainsi éviter le remodelage des surfaces déjà excavées. Les excavations de remodelage sont très coûteuses en temps et en argent.

Des informations sur les excavations de fondation peuvent être trouvées dans les Bulletins 51 (CIGB, 1985), 70 (CIGB, 1989), 84 (CIGB, 1992a), et 88 (CIGB, 1993).

Les sections suivantes traitent de la nature des excavations de fondation pour les deux types généraux de barrage en remblai: (i) avec écrans étanches en sol, et (ii) avec écrans étanches sans sol et pour les deux types généraux de barrage en béton: (i) barrage-poids et à contrefort, et (ii) barrage voûte.

### **4.3.2. Barrages en remblai**

#### *4.3.2.1. Barrages avec écran étanche en sol*

Les écrans étanches en sol sont associés aux barrages homogènes et aux barrages zonés. À l'intérieur des limites du noyau imperméable et des filtres d'un barrage zoné et de la portion de la barrière étanche d'un barrage homogène, les buts du traitement de la fondation sont de fournir un contrôle de l'écoulement dans les matériaux non excavés et d'atteindre une surface de fondation traitable.

Les traitements de surface des fondations sont utilisés (i) pour obtenir un bon contact entre le matériau du noyau et la fondation et (ii) pour fournir des mesures de défense contre l'érosion du matériau de remblai dans la fondation. Les matériaux érodables, faibles, instables, liquéfiables, compressibles, lâches ou perméables peuvent être considérés impropres sans traitement et doivent généralement être enlevés en excavant une tranchée parafouille plus profonde pour obtenir une fondation adéquate. Le roc mis à nu est traité afin d'obtenir une surface de fondation uniforme contre laquelle le matériau du noyau peut être correctement compacté. Le but est de produire des surfaces de contact de la fondation du noyau telles que les faces rocheuses verticales ou sub-verticales ( $>70^\circ$ ) excédant 1,5 m de

surface, the excavation of the last decimeters may be postponed until immediately before fill placement.

For *concrete dams* the sequence of excavation commonly starts at the top of the abutments. This kind of work needs a well-planned system of access roads and excavation platforms at different elevations to optimize access to the foundation area.

Rock blasting in foundation excavations must be carefully designed and executed because heavy blasting near the final excavation surface will damage the remaining rock which can cause increased deformability, permeability, and grout take; and decreased slope stability in the foundation.

Close attention must be paid to the geologic details becoming exposed as the excavation proceeds, to control the outline of the foundation excavation so that re-sloping of existing excavation surfaces is avoided. Excavation for re-sloping is very expensive both in terms of direct costs and time.

Information on dam foundation excavation can be found in ICOLD Bulletins 51 (ICOLD, 1985), 70 (ICOLD, 1989), 84 (ICOLD, 1992a), and 88 (ICOLD, 1993).

The following sections discuss the nature of the foundation excavations for the two general types of embankment dams; (i) those with water barriers made of soil, and (ii) those with non-soil water barriers, and the two general types of concrete dams; (i) gravity and buttress, and (ii) arch.

#### **4.3.2. Embankment dams**

##### *4.3.2.1. Dams with water barriers of soil*

Water barriers of soil are associated with homogeneous and zoned embankment dams. Within the limits of the impervious core and the filters of a zoned embankment dam and the water barrier portion of a homogeneous dam, the objectives of the foundation excavation treatment are to reach a foundation surface that is treatable and to provide seepage control of foundation materials not excavated.

Foundation surface treatments are utilized (i) to achieve a tight bond between the core material and the foundation and (ii) to provide defensive measures against erosion of embankment material into the foundation. Erodible, weak, unstable or liquefiable, compressible or loose, and pervious materials may be considered unsuitable without treatment and usually require removal by excavation of a deeper core trench to ensure an adequate foundation. Rock exposures are treated to attain a uniform foundation surface against which the core material can be properly compacted. The objective is to provide core foundation contact surfaces such that the stepped vertical to near vertical ( $>70^\circ$ ) rock faces higher than 1.5 m, particularly if their length is more than half the width of the core, should be reshaped by

hauteur sont remodelées au moyen de travaux d'excavation ou par bétonnage afin d'obtenir une pente de 0.5H:1V ou moins, notamment si leur longueur excède la mi-largeur du noyau. Les déformations verticales et horizontales du matériau du noyau augmentent les pressions de contact en agissant comme un coin.

Des exigences supplémentaires peuvent être imposées par la topographie des appuis et par le gradient de la vallée lors du remodelage de l'excavation dans la direction perpendiculaire à l'axe du barrage, c'est-à-dire:

I. Si la surface de l'appui dans la zone de contact du noyau diverge vers l'aval, i.e. la vallée s'élargit, un vide ou une zone de faiblesse peut se développer lorsque le noyau se déplace légèrement vers l'aval sous l'effet de la pression hydrostatique. Une correction au niveau de la géométrie de l'excavation peut alors être nécessaire pour tenir compte d'un tel mouvement.

II. Si la fondation sous le noyau est inclinée vers l'aval, des mesures peuvent être nécessaires afin d'éviter la formation d'une zone plus faible sous la partie aval du noyau lorsqu'il se déplace vers l'aval sous la poussée des pressions hydrostatiques.

Le tableau 4.1 présente les conditions limites pour le cas des fondations rocheuses nécessitant des mesures correctives pour prévenir de tels scénarios. Dans le cas de fondations sur sols, les mêmes règles s'appliquent, mais leur mise en application peut être moins rigide et le remodelage de la fondation est plus facile à réaliser.

excavation or backfill concrete to a slope of 0.5H:1V or flatter. Vertical and horizontal deformations of the core fill increase the contact pressures by wedge action.

Further considerations may be imposed by the topography of the abutments and by the gradient of the valley for proper shaping of the excavation in the direction perpendicular to the dam axis, i.e.:

I. If the abutment surface in the core contact zone diverges toward downstream, i.e. the valley widens, a void or weak zone may develop when the core moves slightly downstream under the effect of the hydrostatic pressure. A correction in the excavation geometry may then be necessary to prevent such movement.

II. If the foundation under the core is sloping towards downstream, measures may have to be taken to avoid the formation of a weaker zone under the downstream toe of the core when it moves downstream under the thrust of the hydrostatic pressure.

Table 4.1 lists the limiting conditions for rock foundations requiring corrective measures to mitigate these possible scenarios. For overburden foundations basically the same rules apply, but their implementation may be less rigid and foundation shaping is easier to accomplish.

Tableau 4.1.  
*Directives concernant la géométrie de l'excavation de barrages en remblai*

**Les appuis rocheux divergent vers l'aval:**

Des mesures correctives dans la zone de contact noyau/appui sont requises si l'angle horizontal entre l'axe de la vallée et la tangente aux lignes de contour de l'appui excède  $10^\circ$  et que la longueur de la portion divergente est supérieure à la demi-longueur du noyau.

En ce qui concerne la fondation sous les autres parties du barrage, aucune correction n'est requise peu importe l'angle de la divergence.

**La fondation rocheuse est inclinée vers l'aval:**

Si la pente moyenne est supérieure à 5H:1V (ou environ  $10^\circ$  à  $15^\circ$ ) sous le noyau et le filtre aval, la surface de fondation doit être corrigée, soit par excavation, soit par bétonnage. La seconde méthode est préférée si la qualité du roc de fondation est bonne, mais pourrait être endommagée par les sautages lors de l'excavation. Le bétonnage est toutefois plus coûteux et l'ingénieur devra rechercher le meilleur choix entre l'excavation côté amont et la mise en place de béton côté aval tout en tenant compte des conditions géologiques locales. Le côté amont de la partie excavée peut avoir une pente de 1H:1V tandis que la face aval de la partie bétonnée peut avoir une pente de 1H:3V ( $\approx 70^\circ$ ).

Sous les autres zones du barrage, la pente moyenne peut être supérieure à la valeur précitée dans la mesure où le coefficient de sécurité contre le glissement est satisfait. Des conditions critiques peuvent survenir lorsque l'angle de la pente excède environ  $20^\circ$ , et des mesures correctives autres que le bétonnage peuvent être nécessaires, e.g. excavation dans le roc au pied de la face aval, prolongement du remblai vers l'aval jusqu'à ce qu'il s'appuie sur le roc ou ajout d'une berme perméable.

La fondation des épaulements est remodelée pour faciliter les opérations de mise en place et de compactage des matériaux. Les surplombs doivent être éliminés. Des exceptions peuvent être tolérées dans le cas de canyons profonds à pente raide et de barrages ayant des recharges en enrochement. Les matériaux faibles ou compressibles jugés inappropriés doivent être enlevés. Les sols de fondation ayant une tendance à la liquéfaction sont enlevés si c'est économiquement réalisable, autrement ils doivent être stabilisés par des travaux spéciaux d'amélioration, lesquels sont généralement coûteux. Les matériaux imperméables de fondation situés sous les dispositifs de drainage et qui empêchent leur bon fonctionnement sont enlevés. Le transport des matériaux des épaulements dans les fondations comme celui des matériaux érodables des fondations dans le remblai doit être évité grâce à des filtres correctement gradués, si les conditions des fondations le permettent. Quelques surexcavations peuvent être nécessaires le long de failles, de zones de cisaillement et de fractures et de cavités remplies de sédiments, qui sont alors remplies avant de placer l' remblai.

Dans les fondations rocheuses sous le noyau et les filtres, les surplombs doivent être enlevés, mais les défauts tels que failles, fractures, canaux d'érosion, cavités ou canaux de dissolution ne peuvent pas toujours être éliminés. Ces défauts nécessitent un enlèvement partiel du matériau de remplissage jusqu'à une profondeur adéquate et un remplissage de béton, de mortier liquide ou de remblai spécialement



Table 4.1.  
Guidelines for the excavation geometry of embankment dams

<p><b>Rock abutments diverge towards downstream:</b></p>
<p>Corrective measures in the core/abutment contact are required if the horizontal angle between the axis of the valley and the tangent to the abutment contour line is more than 10 degrees and the length of the diverging portion is more than one half of the core width.</p> <p>For the foundation beneath other parts of the dam no corrections are required for any angle of divergence.</p>
<p><b>Rock foundation slopes downstream:</b></p>
<p>If the average slopes exceeds 5H:1V (or about 10 to 15 degrees) below the core and the downstream filter, the foundation surface should be flattened. This can be achieved by excavation or by concrete placement. The latter method is preferred if the quality of the foundation rock is good but would be damaged by blasting during excavation. Concrete filling is, however, more costly and the engineer will have to establish a sound balance between upstream excavation volumes and downstream concrete fill placement taking into account the prevailing geological conditions. The upstream side of the excavated portion may have a slope of 1H:1V while the downstream face of the concrete buttress block may be shaped at 1H:3V (<math>\approx 70^\circ</math>).</p> <p>Below other zones of the embankment, the average slope may exceed the above value as long as the factor of safety against sliding is satisfied. Critical conditions may arise when the slope angle exceeds about <math>20^\circ</math> and corrective measures other than concrete filling may have to be applied in addition, such as excavation in the rock at the foot of the downstream face or extension of the embankment fill until it abuts on rock further away or by adding a pervious berm.</p>

The foundation of the shells (shoulders) is shaped to facilitate embankment fill placement and compaction operations. The overhangs should be eliminated. Exceptions may be tolerated for high, steep-walled canyons or dams with rockfill shoulders. Weak or compressible material determined to be unsuitable must be removed. Foundation soils with a tendency to liquefy are removed if economically feasible, otherwise they must be stabilized by special ground improvement works which are normally very expensive. Impervious foundation materials beneath the dam's drainage features, which prevent proper functioning of the feature, are removed. Shoulder material must be prevented from transport into the foundation and erodible foundation materials into the embankment by using appropriately graded filters if foundation conditions warrant. Some over-excavation may be necessary along faults, shear and fracture zones, and sediment-filled cavities, which is then backfilled before placing the fill.

In rock foundations under the core and the filters, overhangs must be removed, but defects such as faults, fractures, erosion channels, and solution cavities or channels cannot always be completely eliminated. These defects require partial removal to an adequate depth and replacement with backfill concrete, slush grout, or specially compacted earthfill. Slush grout is a sand-cement slurry or mortar

compacté. Le mortier liquide consiste en un mélange de sable et ciment ou en un mortier appliqué sur les fissures de la fondation. La dimension maximale des particules est inférieure au tiers de la largeur de la fissure (USBR, 1984). Les problèmes de fissuration et d'écoulement dans le corps du barrage peuvent être dus aux irrégularités de surface de la fondation, telles que marches, changements abrupts de pente et surfaces trop raides. Ces phénomènes sont plus importants dans les 15 à 25 m supérieurs d'un barrage, là où les contraintes s'exerçant sur le remblai sont faibles, et où des zones de 'décompression' se développent près de ces irrégularités. La surface de la fondation doit être correctement modelée par excavation ou mise en place de béton dentaire (ou remplissage) pour obtenir une surface uniforme et continue qui minimisera la possibilité de développement de fissures dans le remblai. Quelques exemples de traitement et remodelage de surface de fondation de barrage en remblai avec noyau imperméable sont montrés à la Fig. 4.1. Le béton dentaire a une résistance en compression minimale à 28 jours de 21 MPa pour une dimension maximale des agrégats inférieure au tiers de l'épaisseur de la dalle ou du cinquième de la dimension la plus étroite entre les côtés du coffrage et du roc (USBR, 1984).

Les dalles de béton dentaire ont une épaisseur minimale de 150 mm, les bordures en biseau sont interdites. Pour éviter les biseaux, un chanfrein est utilisé. Le mortier liquide est utilisé pour remplir les fissures fines de surface, mais n'est pas utilisé pour recouvrir les zones exposées des fondations. Le béton projeté peut être utilisé sous le noyau imperméable au lieu du béton dentaire lorsque les conditions du site le justifient. S'il est utilisé, un contrôle strict des matériaux est nécessaire pour assurer la qualité; son application se fait perpendiculairement à la surface de la fondation, et le contrôle de construction nécessite une inspection sévère et beaucoup de précautions lors de son utilisation. Pour le traitement des fondations à l'extérieur de la zone de contact du noyau, le béton projeté est une alternative acceptable au béton dentaire.

Dans les fondations sur sol, toutes les irrégularités notables, les ornières et les zones d'érosion sont éliminées afin d'établir un contour de fondation satisfaisant. Les pentes découpées doivent être suffisamment douces pour prévenir les mouvements de terrain et en aucun cas ne devraient être supérieures à 1:1. Les escarpements naturels sont adoucis à des pentes inférieures à 1:1. Les matériaux devenus lâches, jusqu'à une profondeur inférieure à 150 mm, sont traités par compactage. Les matériaux lâches sur une profondeur plus grande que 150 mm ne peuvent pas être correctement compactés et sont enlevés. Les matériaux de fondation au contact du noyau sont compactés à une densité telle que les caractéristiques de résistance sont compatibles avec le matériau de remblai, et dans le cas d'un matériau de fondation à grains fins, il est compacté et, si requis, hersé de façon à obtenir un bon malaxage entre la fondation et la première couche de matériau du noyau. Sous les zones de filtre et des épaulements du barrage, le sol de fondation est compacté, mais la scarification de la couche de fondation préalablement compactée n'est pas nécessaire avant la mise en place de la première couche.

#### 4.3.2.2. Barrages avec écrans hydrauliques non argileux

Les fondations des barrages en remblai avec parement amont en béton (Portland et bitumineux) et avec parement en géomembrane sont préparées de la

applied to cracks in the foundation. The maximum particle size is less than one-third of the crack width (USBR, 1984). Cracking and seepage problems in the dam body may be caused by irregularities in the foundation surface, such as steps, abrupt changes in slope, and excessively steep surfaces. These features are more important in the upper 15 to 25m of dams where the embankment stresses are low and "decompression" zones develop near these irregularities. The foundation surface must be properly shaped by excavation or placement of dental (or backfill) concrete to obtain a uniform, continuous surface which mitigates the embankment crack potential. Some examples of foundation surface treatment and shaping for embankment dams with impervious cores are shown in Fig. 4.1. Dental concrete has a 28-day strength of minimum 21 MPa and a maximum aggregate size of less than one-third the depth of slabs or one-fifth the narrowest dimension between the sides of a form and the rock (USBR, 1984).

Slabs of dental concrete have a minimum thickness of 150 mm, and feathering at the end of slabs is not permitted. To avoid a feather edge, a chamfer is used. Slush grout is used to fill narrow surface cracks but is not used to cover exposed areas of the foundation. Shotcrete may be used beneath the impervious core in lieu of dental concrete where justified by site conditions. If it is used, material control is very strict to ensure proper quality, application is normal to the foundation surface, and construction control demands very close inspection and caution in its use. For treatment of foundations outside of the core contact area, shotcrete is an acceptable alternative to dental concrete.

In soil foundations all rough irregularities, ruts, and washouts are eliminated to provide satisfactory foundation contours. Cut slopes should be sufficiently flat to prevent sloughing, and in no case should they be steeper than 1:1. Natural bluffs are flattened to no steeper than 1:1. Material which has been loosened, but to a depth of less than 150 mm, is treated by compaction. Loosened material extending to a depth greater than 150 mm cannot be adequately compacted and is removed. Foundation materials at the core contact are compacted to a density which provides strength characteristics compatible with the overlying fill material, and in the case of a fine-grained foundation material, it is compacted and, if necessary, disked in a manner to ensure thorough mixing between the foundation and the first lift of core material. Beneath filter zones and shoulders of the dam, the soil foundation is compacted, but scarification of previously compacted foundation prior to placement of the first earthfill lift is not required.

#### 4.3.2.2. *Dams with non-soil water barriers*

Foundations for embankment dams with upstream concrete (Portland and bituminous) and geomembrane facing are prepared in a similar manner. For a

même façon. Pour un *barrage en enrochement avec masque amont en béton* (CFRD)<sup>9</sup>, Cooke & Sherard (1987) écrivent ce qui suit au sujet des fondations:

“La dalle de pied est généralement posée sur un roc sain, dur, non érodable qui peut être injecté. Pour des fondations rocheuses moins favorables, après avoir réalisé une tranchée jusqu’à un rocher de qualité acceptable, plusieurs méthodes pour traiter les imperfections locales sont disponibles. Le critère est d’éliminer la possibilité d’érosion ou de renard dans la fondation. L’excavation est faite avec minutie afin d’éviter la fracturation du roc de surface sur lequel va reposer la dalle de pied. Un nettoyage à l’air ou à l’air et à l’eau est requis, immédiatement avant la mise en place du béton, afin d’obtenir un bon lien entre le béton et le roc de fondation.”<sup>10</sup>

Pour ce qui est des critères pour l’excavation et le traitement de la fondation sous le remblai en enrochement, les auteurs précités ajoutent:

“Pour le CFRD, tout l’enrochement est à l’aval de la barrière hydraulique. La largeur de la base est plus de 2,6 fois plus grande que la hauteur et essentiellement toute la charge hydraulique est transmise à la fondation rocheuse située à l’amont de l’axe du barrage. Des mesures faites sur plusieurs barrages ont confirmé que le réservoir provoque très peu de mouvement dans l’épaulement aval.”

“La pratique courante acceptable exige le remodelage des surplombs et des faces verticales supérieures à 2 m de hauteur sur une distance horizontale à l’aval de la dalle égale à environ 30 % de la hauteur du barrage, ou environ 10 m minimum”.

“Sur presque toute la surface de la fondation, l’excavation est faite seulement avec des engins mécaniques en enlevant les dépôts de surface jusqu’aux aspérités solides du socle rocheux. L’enlèvement des matériaux par béliet mécanique est suffisant; l’utilisation d’une défonceuse (ripper) est rarement requise. Sous une portion à l’amont des fondations de grands barrages, la majeure partie du sol et du rocher altéré et tendre situés entre les zones rocheuses est excavée avec une rétrocaveuse ou du matériel similaire, mais le nettoyage final à la main n’est pas requis. Sous la portion aval de la fondation, et presque toute la portion amont des barrages d’une hauteur faible à moyenne le matériau entre les zones de roc dur est laissé en place. Les dépôts de graviers alluvionnaires, mais non le sable, dans le lit de la rivière sont généralement laissés en place sauf sur une courte distance à l’aval de la dalle de pied. De tels dépôts de gravier ont généralement un haut module de compressibilité, excédant de loin celui d’un enrochement bien compacté. Le tassement n’est pas un problème, mais les alluvions considérées susceptibles à la liquéfaction sont enlevées ou traitées correctement”.

Lorsqu’un écran amont est construit sur un ouvrage dont les épaulements sont constitués d’enrochement mou ou d’un matériau se rapprochant d’un sol, les excavations de fondation sont conçues pour contribuer au support de l’ouvrage, ce qui augmente la stabilité et minimise les déformations.

---

<sup>9</sup> CFRD pour Concrete-Face Rockfill Dam

<sup>10</sup> Traduction

concrete-face rockfill dam (CFRD) Cooke & Sherard (1987) state the following regarding the foundation:

"The toe slab (plinth) is usually on hard, non-erodible fresh rock which is groutable. For less favorable foundation rock, after a trench is made to an estimated acceptable rock quality, many methods are available to treat local imperfections. The criterion is to eliminate the possibility of erosion or piping in the foundation. Careful excavation is used to minimize fracturing of the rock surface on which the toe slab is placed. Air or air-water clean-up, just prior to placing concrete, is required to obtain a bonded contact of the concrete to the foundation rock."

For the foundation excavation and treatment criteria beneath the rockfill embankment they continue:

"For the CFRD, all the rockfill is downstream from water thrust. The base width is more than 2.6 times the height and essentially all of the water load is taken into the rock foundation upstream from the dam axis. Measurements on many dams have confirmed that the reservoir causes very little movement in the downstream shell".

"Typical current acceptable good practice requires trimming overhangs and vertical faces higher than about 2 m for a horizontal distance downstream of the toe slab equal to about 30 % of the dam height, or about 10 m minimum".

"Over most of the foundation area, the excavation is made only with earth-moving equipment, removing soil-like surface deposits and exposing the points of in situ hard rock. Dozer removal is adequate; ripping seldom being required. Under an upstream portion of high-dam foundations, most of the soil and soft weathered rock between hard rock points is excavated, with a backhoe or similar equipment, but final clean-up by hand labor is not required. Under the downstream portion of the foundation, and most of the upstream portion for dams of low to moderate height, soil and surface material between the hard rock points is left in place. Alluvial gravel deposits, not sand, in the river bed are commonly left in place except for a short distance downstream from the toe slab. Such gravel deposits usually have a high modulus of compressibility, far exceeding that of well-compacted rockfill. Settlement is not a problem, but alluvium that is judged to be possibly subject to liquefaction is removed or suitably treated".

When an upstream water barrier is constructed on an embankment of soft rockfill or more soil-like material for the shoulders, foundation excavations are designed to provide embankment support which enhances embankment stability

Le barrage avec noyau central bitumineux (CBCD)<sup>11</sup> est habituellement construit en enrochement sur une fondation rocheuse (Hoeg, 1993). Le noyau de béton bitumineux, normalement vertical et étroit, repose sur une dalle de béton à partir de laquelle sont réalisées les injections. Comme pour le CFRD la dalle repose sur un roc sain, dur, non érodable et qui est injectable.

À ce sujet Creegan (1997) offre les commentaires suivants: “La dalle ou la plinthe comme on la nomme également, est cet élément en béton armé de la barrière hydraulique qui a les fonctions suivantes:

- a) elle sert de dalle pour le rideau d’injection.
- b) elle constitue une coupure étanche au niveau de la fondation du barrage.
- c) elle sert de semelle pour le noyau.
- d) elle loge la galerie d’injection, d’inspection et/ou d’instrumentation.

(a) et (d) sont des fonctions optionnelles laissées à la discrétion de l’ingénieur, et sont quelquefois combinées.

Le chemin d’écoulement sous la dalle est si court et le gradient hydraulique si élevé, qu’on ne peut mettre trop l’accent sur l’importance de la coupure étanche et sur le grand soin qu’on doit y apporter pendant la construction. Pour cette raison, la largeur de la plinthe en contact avec le roc est généralement comprise entre 1/10 et 1/20 de la hauteur d’eau selon le type et la qualité du rocher. La largeur minimale est habituellement de 3 m. Machado et al (1993) se référant à Sierra (1989) ont établi des recommandations sur le rapport entre la hauteur d’eau et la largeur de la plinthe en prenant en compte le type de rocher (érodabilité) et la qualité du rocher (RDQ, degré d’altérabilité, espacement des discontinuités et facilité d’excavation).

Pour les fondations en rocher altéré, la largeur de la plinthe peut être réduite en mettant du béton projeté à l’aval de la plinthe en combinaison avec des filtres (Marques Filho et Machado, 2000). De récents développements proposent de diminuer la largeur de la plinthe (et par conséquent le volume de l’excavation) d’une valeur fixe de 4 à 5 m et d’ajouter une dalle armée du côté aval sous l’enrochement (Marulanda et Pinto, 2000).

La préparation de la fondation sous les épaulements en enrochement du CBCD est semblable à celle du barrage CFRD sauf que la portion aval exige plus de soin (épaulement). Ceci est dû au fait que le coefficient de sécurité contre le glissement est réduit puisque la force agissant sur le noyau de béton bitumineux, habituellement vertical, est seulement horizontale et que seule la masse aval du barrage contribue à la résistance au cisaillement qui s’oppose au glissement.

La plinthe de béton d’un barrage en enrochement avec parement amont en béton ou bitume ou un barrage à noyau central bitumineux peut incorporer une galerie d’injection, de drainage ou d’inspection. La galerie est généralement aménagée dans une tranchée réalisée dans le roc de fondation, cette tranchée étant complètement remplie de béton pour en assurer la stabilité.

---

<sup>11</sup> CBCD pour Central-Bituminous-Core Embankment Dam

The *central-bituminous-core embankment dam* (CBCD) is usually constructed of rockfill on a rock foundation (Hoeg, 1993). The normally vertical, thin core of bituminous concrete rests on a concrete sill (plinth) which also serves as a grouting cap. As with the CFRD the plinth is on hard, non-erodible fresh rock, which is groutable.

On this matter Creegan (1997) offers the following comments: "The plinth, or sill, as it is sometimes called, is that reinforced concrete element of the water barrier system that functions to:

- a) be the cap (and grout pad) for the grout curtain.
- b) provide seepage cutoff at the dam foundation.
- c) serve as a footing for the core.
- d) house a grout, inspection and/or instrumentation gallery.

a) and d) are optional functions at the discretion of the engineer, and they are sometimes combined.

The seepage path under the plinth is so short, and the hydraulic gradient so steep, that too much emphasis cannot be placed on the importance of the cutoff detail and the great care that must be taken there during construction. For this reason, the width of the plinth or sill in contact with the rock foundation is generally 1/10 to 1/20 of the water head, depending on the rock type and quality. The minimum width is usually 3.0 m. Machado et al. (1993), based on Sierra (1989), established guidelines concerning the ratio water head to plinth width, taking into account rock type (erodability) and rock quality (RQD, degree of weathering, discontinuity spacing, and excavatability).

On foundations of weathered rock, the plinth width can be reduced by placing a layer of shotcrete downstream of the plinth combined with filters (Marques Filho & Machado, 2000). Recent developments propose to shorten the plinth width (and thus the volume of foundation excavation) to a fixed value of 4 to 5 m and add a reinforced slab on the downstream side under the rockfill (Marulanda & Pinto, 2000).

The preparation of the foundation beneath the shoulders of rockfill of the CDBC is similar to a CFRD except more concern is directed to the downstream portion (shoulder). This is because the factor of safety against sliding is reduced as the water load acting against the usually vertical bituminous concrete core is just horizontal and only the downstream mass of the dam contributes to the shear resistance which opposes sliding.

The concrete plinth for a concrete or bituminous face rockfill dam or a central-bituminous-core dam can incorporate a grouting/drainage/inspection gallery. The gallery portion is usually set into a trench in the rock foundation with the trench completely filled by concrete to assure stability.

### 4.3.3. Barrage en béton

#### 4.3.3.1. Généralités

Afin de supporter les charges imposées par un grand barrage en béton, l'excavation doit atteindre un niveau de roc sain, compétent ainsi que d'une résistance suffisamment élevée et d'une rigidité appropriée sous toute la surface de fondation. Dans le Bulletin 88 (CIGB, 1993), une variété de travaux d'amélioration de terrain de fondation sont examinés; ces travaux ont pour but l'amélioration des zones de fondations dont les propriétés sont inacceptables en regard de la résistance, la déformation et l'écoulement. Il est possible de traiter de grandes surfaces de roc de fondation de piètre qualité si les coûts peuvent être justifiés.

Les barrages en béton dont la hauteur d'eau est exceptionnellement faible (digues, barrages de rivière) peuvent être construits sur le mort-terrain, mais nécessitent qu'une grande attention soit portée aux chargements mécaniques et hydrauliques, au potentiel de renard et au contrôle des écoulements. Ceci exige généralement une paroi étanche en profondeur et quelquefois des pieux ou des éléments de paroi étanche et, dans certains cas, de grands volumes d'excavation.

En dehors de ces exceptions, tous les matériaux rocheux lâches de qualité douteuse constituant la surface finale de fondation d'un barrage en béton doivent être enlevés. Les failles et les zones fracturées, les filons de faible résistance et les poches de roc de qualité inférieure qu'on ne peut nettoyer à cause de leur prolongement en profondeur sont excavés jusqu'à une profondeur adéquate et remplis de béton. Afin de satisfaire les exigences concernant les contraintes, les déformations et la stabilité, les zones de moins de 3 m de largeur, sont généralement traitées jusqu'à une profondeur de 1,5 à 5,5 m, tel que montré sur la Fig. 4.1 selon la largeur de la zone et la hauteur du barrage (jusqu'à 200 m) au-dessus d'une zone spécifique (USB, 1976). Autant pour les zones étroites que les zones supérieures à 3 m de largeur ou encore là où le roc de fondation pourrait être constitué de plusieurs types de roc différents caractérisés par des discontinuités géologiques diverses, le traitement est évalué et déterminé par l'ingénieur (*le géologue*) en fonction des conditions locales. Comme protection contre les renards, des coupures étanches sont excavées sous forme de puits à l'amont et à l'aval des zones contenant des matériaux susceptibles à l'érosion, puis remplies de béton. La profondeur des puits de coupure étanche est déterminée en étudiant le réseau d'écoulement dans la zone afin d'évaluer les effets de renards (USB, 1976; 1977). Si ces zones se sont suffisamment reconsolidées, un traitement n'est peut-être pas nécessaire. Immédiatement avant la mise en place du béton, toute la surface de fondation est nettoyée aux jets d'eau ou d'air. Dans les régions où la main d'œuvre est peu coûteuse, le nettoyage final peut être accompli par ramassage et lavage à la main.

#### 4.3.3.2. Barrages-poids

**Type entièrement poids.** Le profil longitudinal de la fondation d'un barrage poids doit être excavé de façon à obtenir une surface relativement uniforme sans écarts abrupts. Les changements abrupts dans la pente générale de l'excavation tendent à augmenter sensiblement les contraintes dans le roc de fondation et le



### 4.3.3. Concrete dams

#### 4.3.3.1. General

To withstand the loads imposed by a large concrete dam, the excavation has to reach competent, sound rock of sufficiently high strength and appropriate stiffness over most of the foundation area. In ICOLD Bulletin 88 (ICOLD, 1993) a variety of ground-improvement works are examined to benefitiate the areas of the foundation which are lacking acceptable foundation properties with respect to strength, deformation, and seepage. It is possible to treat rather large areas of poor rock encountered in the foundation if costs can be justified.

Exceptionally low-head concrete dams (weirs, river barrages) can be built on overburden but require careful attention to mechanical and hydraulic loadings, the potential of piping, and the control of seepage. This usually necessitates a subsurface cut-off wall and possibly piles or cutoff wall elements and, in some cases, still a large volume of excavation.

Apart from such exceptions, all loose and objectionable rock material on the final foundation surface of a concrete dam must be removed. Fault and fracture zones, weak seams, and pockets of inferior rock extending to such depth that is impracticable to clear them out entirely, are excavated to a suitable depth and backfilled with concrete. To satisfy stress, deformation, and stability requirements, such features, 3 m or less in width, are generally treated to a depth between 1.5 and 5.5 m, as shown in Fig. 4.1, depending upon the width of the zone and the height of the dam (up to 200 m) above the feature (USB, 1976). For narrow zones and zones greater than 3 m or where the foundation rock may consist of several different rock types with various geologic discontinuities, the treatment is evaluated and determined by the engineer based on local conditions. To protect against piping, upstream and downstream cutoff shafts are excavated in prominent zones containing erodible material and then backfilled with concrete. The depth of the cutoff shaft is determined by studying the seepage flow pattern in the zone to evaluate piping effects (USB, 1976; 1977). If these zones have been sufficiently relithified, treatment may not be necessary. Immediately prior to concrete placement, the entire foundation surface is cleaned by water or air jets. In regions of low labor costs the final clean-up can be accomplished by hand picking and washing.

#### 4.3.3.2. Gravity dams

**Full gravity type.** The longitudinal profile of the foundation for a gravity dam must be excavated to obtain a relatively smooth profile free of abrupt offsets. Abrupt changes in the general excavation slope tend to increase significantly the stresses in the foundation rock and the dam. Even abrupt changes in the excavation

barrage. Même les changements abrupts dans le profil de l'excavation aux endroits prévus des joints de contraction du barrage sont déconseillés puisque les augmentations de contrainte se développent quand même dans la fondation. De plus les contraintes augmentent dans le barrage si les joints de contraction ont une clé et s'il y a une différence de hauteur importante entre les joints adjacents du barrage; ceci est attribuable à la torsion induite sur un monolithe de béton par la pression hydrostatique différentielle exercée par l'eau du réservoir (USBR, 1976).

La surface excavée de la fondation dans la direction transversale (de l'amont vers l'aval) doit aussi être libre des changements abrupts dans la pente d'excavation. Pour éviter les augmentations de contraintes dans la fondation ou le barrage, les irrégularités soudaines ou abruptes au-dessus du niveau général de la surface excavée sont réduites à une hauteur inférieure à 1 m.

La résistance au glissement le long de la base du barrage peut être augmentée si requis, en créant une surface d'excavation plongeant vers l'amont. Dans le cas de très grands barrages-poids ayant une grande largeur de fondation, l'usage de deux ou trois échelons de pente d'excavation peut mener à une réduction du volume d'excavation (Fig. 4.2). Ceci résultera en une excavation en escalier dans la direction transversale. De tels échelons d'excavation doivent être évalués avec soin et sont utilisés uniquement là où les excavations pour obtenir une pente uniforme sont excessives et engendrent un coût prohibitif. Généralement la pente des échelons n'exécède pas 1V:2H. Pour ce qui est des barrages-poids en BCR (béton compacté au rouleau) l'existence d'échelons dans la fondation n'est pas souhaitable pour des raisons évidentes.

**Type à contreforts.** Mis à part les divers barrages à contreforts à tête massive (tête ronde, tête en diamant, tête en T) et les barrages à contreforts de type Marcello (double toile), ce type inclut également les barrages à contreforts et à voûtes multiples. Parce que l'emprise de la fondation de ce type de barrage est moindre que pour un barrage poids traditionnel de même hauteur, les forces de sous-pression sont réduites à la base du barrage. Cette réduction des forces de sous-pression entraîne une réduction de la perte de résistance en cisaillement disponible de la fondation puisqu'elle augmente la contrainte effective sur le plan de faiblesse potentiel. Le barrage à contrefort a la capacité de s'articuler et de s'ajuster à une fondation aux modules de déformation variables. Le barrage à voûtes multiples n'a pas cette faculté de s'articuler et de ce fait nécessite un module de déformation uniforme dans les fondations des contreforts. Ces comportements doivent être compris lorsque l'on établit la profondeur et le modelage des excavations de fondation des barrages à contreforts.

#### 4.3.3.3. Barrages-voûte

Les exigences concernant les propriétés mécaniques des fondations rocheuses des barrages-voûte sont plus élevées que celles concernant les barrages gravité. La distribution des charges des barrages-voûte exige une surface d'excavation aussi symétrique et régulière que possible. Aussi n'est-il pas surprenant que les besoins de symétrie et de conditions stables de fondation puissent souvent mener à des excavations profondes et des travaux d'amélioration de roc importants.

profile at anticipated locations for the dam's contraction joints are discouraged since stress increases still develop in the foundation. Also stresses increase in the dam body if the contraction joints are keyed and there is a significant height difference between the adjacent joints of the dam. This latter condition is due to twisting action induced on a concrete monolith by the differential hydrostatic pressure exerted by the reservoir water (USBR, 1976).

The excavated surface of the foundation in the transverse direction (upstream to downstream) should also be free of abrupt changes in the excavation slope. To avoid stress increases in the foundation or dam body, sudden or abrupt irregularities above the general level of the excavated surface are reduced such that they are less than 1 m in height.

The sliding resistance along the base of the dam can be increased, if required, by creating an excavation surface dipping upstream. In case of very large gravity dams with considerable foundation width, subdivision into two or three sloping excavation levels can achieve a reduction in the volume of excavation (Fig. 4.2). This results in a stepped excavation in the transverse direction. Such excavation steps must be considered carefully and are made only where excessive excavation to obtain a uniform slope is cost prohibitive. Usually the steps are not steeper than 1V:2H. With RCC (roller-compacted concrete) gravity dams steps in the foundation are, for obvious reasons, not desirable.

**Buttress type.** Apart from the various solid head buttress dams (round head, diamond head, tee head) and Marcello-type (double web) buttress dams, this type includes also both the flat-slab-and-buttress and multiple-arch dams. Because the foundation footprint of this type of dam is less than that of the traditional gravity dam of the same height, uplift forces are reduced at the base of the dam, thereby reducing the loss of available shearing resistance of the foundation due to decreased effective stress on the potential failure plane. The flat-slab-and-buttress dam has an ability to articulate and to adjust to a foundation with a variable deformation modulus. The multiple-arch dam does not possess the ability to articulate and therefore requires a more uniform modulus of deformation in the foundations for its buttresses. These behaviors must be understood when establishing the depth and shape of foundation excavations for buttress dams.

#### 4.3.3.3. *Arch dam*

The requirements for the mechanical properties of the foundation rock for arch dams are more stringent than those for gravity dams. The load distribution of arch dams requires an excavation surface which is as symmetric and regular as possible. So it is not surprising that both the requirements for symmetry and the demand for stable foundation conditions can often lead to deep excavations or extensive ground-improvement works.

#### 4.3.4. Stabilisation des pentes à l'intérieur de l'excavation (voir aussi section 4.2.3)

**Mort-terrain.** Les barrages reposant sur le mort-terrain sont typiquement situés dans des vallées ayant des flancs en pentes plus ou moins douces. La stabilisation de ces pentes n'est généralement pas nécessaire. La forme à donner à l'excavation doit être analysée en fonction de la stabilité. Là où elle est nécessaire, la stabilisation par assèchement et renforcement doit être utilisée avec modération compte tenu des besoins à court terme de la période de construction.

**Roc.** Même avec des excavations soignées, le coefficient de sécurité des pentes rocheuses abruptes et non supportées diminuera pendant l'excavation et pourrait générer des instabilités. Afin d'éviter les chutes de roches et les glissements dans l'excavation, les procédures de stabilisation doivent être coordonnées avec la progression de l'excavation. Ceci demande une bonne connaissance de la géologie de la fondation et des patrons de discontinuités. Dans plusieurs fondations, un écaillage méticuleux et complet des blocs disloqués et des fragments est suffisant pour maintenir une surface d'excavation sécuritaire et compétente. Si la stabilité des pentes rocheuses plus abruptes est marginale, la stabilisation peut être obtenue simplement par renforcement de la surface rocheuse au moyen d'aciers tel qu'expliqué dans le Bulletin 88, CIGB (1993). D'autres méthodes permettant d'augmenter la stabilité des talus d'excavation, telles que béton projeté et treillis métallique, contreforts et remodelage sont aussi couvertes dans le Bulletin 88 de la CIGB.

Les excavations dans les canyons aux parois abruptes peuvent nécessiter des mesures plus élaborées d'excavation de la tranchée d'un barrage à voûte mince peut commencer à partir d'un angle, e.g. barrage de Dez (Iran) ou barrage de Berke (Turquie). Tel que décrit dans le Bulletin 88 de la CIGB, des étais peuvent être utilisés pour stabiliser de telles excavations e.g. le barrage Shahid Abbaspour (Karun I) en Iran (Muller & Launay, 1974; Gérard & Chammas, 1975), ou encore des galeries superposées peuvent être foncées et remplies de béton l'une après l'autre évitant de ce fait de grands volumes d'excavation, e.g. le barrage de Kukuan à Taiwan.

La stabilisation de la masse rocheuse adjacente aux appuis du barrage peut aussi s'avérer nécessaire. Ceci peut être accompli par des poutres en béton armé, isolées ou en réseau, sur la surface du roc ou ancrées à l'aide de goujons ou d'ancrages tensionnés. Les goujons peuvent avoir la forme de galeries de 50 à 70 m de long remplies de béton et contenant des centaines d'armatures d'environ 36 mm de diamètre, e.g. barrage de Berke, Turquie (Pircher, 2000). L'efficacité de telles mesures peut être augmentée par des contreforts profilés ou massifs tel que démontré au barrage El Atazar (Guerrero & Serafim, 1970). Le barrage Nagawado (Fuji, 1970) représente une application intéressante des renforcements supplémentaires des appuis de barrage par des ancrages précontraints passant au travers d'une zone de faille qui a été nettoyée de son remplissage et des fragments de rocs, puis remplie de béton.

#### 4.3.4. Slope stabilization inside the excavation (see also Section 4.2.3)

**Overburden.** Dams on overburden are typically in valleys with more or less gentle flanks. The stabilization of these slopes is usually not required. The excavation shape should be analyzed with respect to stability. Where necessary, stabilizing measures, such as dewatering and reinforcements, should be applied moderately in consideration of the short period of construction.

**Rock.** In spite of thoughtful excavation, the factor of safety of unsupported, steepened rock slopes will decrease during excavation and may lead to instability. To avoid rockfalls and slides in the excavation, it is necessary to coordinate stabilization procedures with the progress of the excavation. This demands good knowledge of the foundation geology and pattern of discontinuities. In many foundations, conscientious and complete scaling of loose and loosened rock blocks and fragments is all that is required to maintain a safe and competent excavation surface. If the stability of the steeper rock slopes is believed to be marginal, stabilization may be achieved by merely strengthening the rock surface by steel reinforcement as explained in ICOLD Bulletin 88 (ICOLD, 1993). Additional methods of increasing the stability of excavated slopes, such as shotcrete and wire mesh, buttresses, and reshaping are also covered in ICOLD Bulletin 88.

Excavations in steep canyon walls may require more extensive measures. Excavation for the key trench for thin arch dams may start from a corner, for example, Dez dam, Iran, or Berke dam, Turkey. As described in ICOLD Bulletin 88, struts may be provided to stabilize excavations in steep slopes, e.g. Shahid Abbaspour (Karun I) dam in Iran (Muller & Launay, 1974; Gérard & Chammas, 1975), or successive superimposed galleries may be driven and filled with concrete one after the other thereby avoiding large excavation volumes, e.g. Kukuan dam in Taiwan.

Stabilizing the rock mass adjacent to the dam abutments may also be necessary. This may be accomplished by providing reinforced concrete girders, isolated or as a network, on the ground surface and anchored to the rock by means of dowels or prestressed anchors. Dowels may take the form of 50 to 70 m long galleries filled with concrete and containing hundreds of rebars of some 36 mm in diameter, e.g. Berke dam, Turkey (Pircher, 2000). The effectiveness of such measures can be increased by providing flying or massive buttresses as demonstrated at El Atazar dam (Guerrero & Serafim, 1970). The Nagawado dam (Fuji, 1970) represents an interesting application of supplementary reinforcement of dam abutments by prestressed anchors going through a fault zone that was cleaned of gouge and broken rock and then backfilled with concrete.

## 4.4. TRAITEMENT PAR MESURES DE SCHELLEMENT

### 4.4.1. Généralités

Les mesures de scellement du souterrain sont utilisées pour modifier l'écoulement des eaux souterraines et la distribution des pressions dans la fondation du barrage en diminuant sélectivement la conductibilité hydraulique de zones spécifiques de la fondation. Ces changements induits dans le débit d'écoulement et la pression ont pour buts de prévenir l'érosion et la migration du remblai ou du matériau de fondation, de réduire la quantité des fuites de fondation, et lorsque associé aux systèmes de drainage, de réduire les forces de sous-pression agissant sur le barrage. Cependant, si le scellement est insuffisant, les lignes d'écoulement peuvent être raccourcies et plus concentrées que prévues, augmentant ainsi la possibilité d'érosion (renard) des particules de sol dans la fondation. La réduction des pressions de soulèvement augmente les contraintes effectives et mène à une consolidation accrue de la fondation. Deux différentes approches de scellement de fondation de barrage sont généralement utilisées:

- *Injection de pénétration* : Les vides dans le terrain sont imprégnés d'un mélange solidifiant (eau et ciment, sable, argile, etc.) pour construire un rideau plus ou moins épais ou un tapis de roc injecté. Ces procédures sont appelées respectivement injection de rideau et injection de tapis ou de consolidation. Cette approche n'est habituellement pas utilisée pour les fondations dans le mort terrain. L'injection de consolidation est aussi utilisée comme mesure de renforcement. (voir section 4.6.2.1)
- *Coupure étanche* : Une barrière étanche continue ou une paroi moulée est construite en excavant une tranchée ou en effectuant une série de forages dans le terrain et en remplaçant le matériau excavé par un matériau imperméable préparé. Ce type de traitement est appelé coupure étanche et peut être utilisé dans le mort terrain aussi bien que dans le rocher.

Parmi les différents types de matériaux d'injection disponibles, seules les injections à base de ciment Portland sont discutées ici, puisqu'elles sont les plus fréquemment utilisées dans les fondations de barrage. Les autres types de matériaux d'injection sont généralement classés comme suit: mélanges argileux, asphaltiques, ou coulis chimiques. Les détails de composition de ces matériaux et leur étendue d'application peuvent être trouvés, par exemple, dans Karol (1982, 1990) et Kutzner (1996).

### 4.4.2. Injection de coulis

#### 4.4.2.1. Envergure

L'injection de coulis est la méthode la plus ancienne et, encore actuellement, la plus répandue pour réduire la conductivité hydraulique d'une fondation rocheuse (Baker, 1982, 1985; Ewert, 1985; Nonveiller, 1989; Houlsby, 1990; Weaver, 1991; Shroff & Shah, 1992; Kutzner, 1996). Les progrès récents dans le domaine des propriétés des coulis et des méthodes de contrôle des procédés d'injection ont élargi

## 4.4. TREATMENT BY SEALING MEASURES

### 4.4.1. General

Subsurface sealing measures are undertaken to alter the ground-water flow and pressure pattern in the dam foundation by selectively decreasing the hydraulic conductivity of specified zones in the foundation. This induced change in seepage flow and pressure is intended to prevent erosion and migration of fill or foundation material, lessen the quantity of foundation leakage, and in conjunction with the drainage systems, to reduce uplift forces acting on the dam. However, if the sealing is insufficient, flow lines can be shorter and more concentrated than expected thereby increasing the possibility for erosion (piping) of soil particles in the foundation. Reduction of uplift (pore) water pressures increases effective stresses and leads to increased consolidation of the foundation. Two different approaches to sealing of a dam foundation are generally used, namely:

- *Injection or penetration grouting:* The voids of the ground are permeated with a solidifying mixture (water, cement, sand, clay, etc) to build a more or less thick curtain or blanket of grouted rock. These procedures are referred to as curtain grouting and as blanket or consolidation grouting respectively. This approach is not normally applied to overburden foundations. Consolidation grouting is also used as a strengthening measure (see Section 4.6.2.1)
- *Cutoff:* A continuous subsurface barrier or diaphragm wall is constructed by excavating a trench or a sequence of bored holes in the existing ground and replacing the excavated material with an engineered impervious material. This type of remedy is called a "positive cutoff" and can be used in overburden as well as in rock.

Of the various types of available grouting materials only Portland cement-based grouting is discussed here as it is the most frequently used in dam foundations. The other types of grouting materials are generally classified as clay-slurry, asphaltic, or chemical grouts. Details on the composition of these materials and their range of application can be found, for example, in Karol (1982, 1990) and Kutzner (1996).

### 4.4.2. Injection grouting

#### 4.4.2.1. Scope

Injection grouting is the oldest and still most widespread method for reducing the hydraulic conductivity of a rock foundation (Baker, 1982, 1985; Ewert, 1985; Nonveiller, 1989; Houlsby, 1990; Weaver, 1991; Shroff & Shah, 1992; Kutzner, 1996). Recent progress in the field of grout properties and methods of controlling the injection process has increased the range of applications and improved the

le champs des applications et amélioré l'efficacité de cette méthode. Dans le mort-terrain et les roches de faible résistance, d'autres méthodes de scellement, découlant du développement de nouvelles méthodes de coupure étanche, (voir section 4.4.3) ont souvent des avantages techniques et économiques énormes sur le rideau d'injection.

Cette section met l'accent sur les récents développements et l'expérience acquise avec les injections de coulis à base de ciment. Un sommaire de réalisations effectives à plusieurs sites de barrage a été présenté dans le rapport général de la Question 58 au 15<sup>ème</sup> Congrès CIGB à Lausanne (Bozovic, 1985). Pour une discussion plus détaillée des différentes techniques d'injection, le lecteur se référera à la littérature spécifique citée dans le texte.

Des progrès importants ont été réalisés dans (i) la connaissance des mécanismes et les critères de pénétration effective du coulis dans les roches fissurées et les terrains granulaires, et (ii) les analyses subséquentes et la confirmation de l'efficacité du programme d'injection (A.F.T.E.S., 1989; Borden et al., 1992). Les cahiers des charges techniques devraient prendre en considération ces récents développements.

#### 4.4.2.2. *Propriétés des coulis de ciment*

Les critères de sélection des mélanges de coulis sont basés sur:

- la pénétrabilité
- les propriétés de résistance et de déformation
- la durabilité.

**Pénétrabilité.** La pénétrabilité est fonction :

- de la granulométrie de la fraction solide présente dans la suspension ou, plus précisément, des quantités des particules les plus grosses même si elles ne constituent qu'un faible pourcentage des solides. L'effet de pontage des particules les plus grossières rend souvent inutile toute tentative d'améliorer la pénétrabilité en diluant beaucoup le mélange original;
- des propriétés rhéologiques (résistance à la rupture ou cohésion, viscosité dynamique), et des caractéristiques de stabilité et ressuage.

La *résistance à la rupture* détermine le rayon de pénétration maximum du coulis pour une pression et une ouverture des joints donnée. La *viscosité dynamique* influence la durée du processus d'injection, laquelle est évidemment limitée par le temps de durcissement du coulis.

Un *mélange stable* en est un dans lequel la sédimentation des particules de ciment est minimale. Un manque de stabilité du coulis peut mener à un remplissage incomplet ou très insatisfaisant des joints et des fissures du roc ou des pores dans le sol granulaire. En fait, la sédimentation des particules de coulis après injection laisse souvent des joints et des vides partiellement remplis, et le coulis durci présente une



effectiveness of this method. In overburden and weak rock other sealing options, offered by newly developed positive cutoff techniques, see Section 4.4.3, have often considerable technical and economical advantages over a grout curtain.

This section emphasizes recent developments and experience in cement-based grouting. A useful summary of previous achievements at dam sites has been presented in the General Report to Question 58 at the 15<sup>th</sup> ICOLD congress in Lausanne (Bozovic, 1985). For a more comprehensive discussion of the various techniques of injection grouting the reader is referred to the relevant cited and referenced literature.

Significant progress has been made both in (i) the knowledge of the mechanisms and in the criteria of effective grout penetration in jointed rock and granular ground, and (ii) the subsequent analysis and confirmation of the effectiveness of the grouting program (A.F.T.E.S., 1989; Borden et al., 1992). Specifications on grouting in tender documents should take into consideration these recent developments.

#### 4.4.2.2. *Cement grout properties*

Criteria to select a design grout mix are based upon:

- penetrability
- strength and deformation properties
- durability.

**Penetrability.** Penetrability is a function of:

- the grading of the solid fraction in a suspension or, more precisely, the amounts of its coarsest components even if they comprise only a small percentage of the solids. The bridging effect by the coarser particles will often render pointless any attempt to improve penetrability by strongly diluting the original grout mix.
- the rheological properties (yield strength or cohesion, dynamic viscosity), stability, and bleeding characteristics

The *yield strength* determines the maximum radius of grout penetration into the ground for a given applied pressure and joint opening. The dynamic viscosity influences the duration of the injection process, which is obviously limited by the hardening time of the grout.

A *stable mix* is one in which settling out of the cement particles is minimal. A lack of stability of the grout can lead to incomplete or very unsatisfactory filling of joints and fissures in rock or pores in granular soil. In fact, settling of the grout particles once injected often leaves joints and voids incompletely filled, and the hardened grout shows low mechanical resistance, poor adhesion to the walls, or

résistance mécanique faible, une faible adhérence aux parois, ou une vulnérabilité aux attaques chimiques potentielles à cause de sa faible densité. Des études récentes (Helal & Krizek, 1992) décrivent ce processus de sédimentation. L'écoulement d'un mélange stable se fait de façon visco-plastique et suit une loi de type Bingham caractérisée par deux propriétés du matériau, soit le point de rupture (résistance) et la viscosité. La stabilité d'un mélange eau-ciment tend à diminuer avec l'augmentation du rapport eau/ciment. D'après Kutzner (1991a) le mélange est stable si le rapport eau/ciment  $\leq 1.0$  (en poids). L'addition de bentonite et/ou de superplastifiant affecte les propriétés rhéologiques du mélange. Elle est souvent utilisée pour améliorer la stabilité et la pénétrabilité du mélange, mais peut aussi avoir des conséquences adverses lorsque l'injection est réalisée sous un gradient hydraulique.

Le *ressuage*, un phénomène distinct de la sédimentation, est le processus par lequel l'eau excédentaire se sépare du coulis lors du durcissement. Il limite le rayon d'injection lorsque le chemin d'écoulement du coulis est obstrué par l'eau de ressuage du coulis dans les micropores, e.g. grès ou craie, ou terrain micro fissuré.

Dans plusieurs cas d'injection de roc, l'utilisation d'un seul mélange stable ayant une granulométrie et une rhéologie bien adaptées simplifiera les procédures et produira un bon traitement (tel que la méthode GIN, voir section 4.4.2.6).

**Propriétés de résistance et de déformation.** Ces dernières sont évaluées en fonction du but du traitement par injection, i.e., diminution de la conductivité hydraulique ou augmentation de la rigidité du terrain. La résistance à l'érosion interne est aussi évaluée. La résistance à l'érosion du coulis est, en plus de sa résistance, fonction de l'ouverture des joints, de la dimension des vides intergranulaires, du degré de scellement et du gradient d'écoulement.

**Durabilité.** La durabilité est déterminée par la stabilité physico-chimique dans le temps pendant lequel les composés du coulis durci sont exposés au processus d'écoulement. Elle est affectée par le degré de scellement obtenu, le gradient d'écoulement, l'agressivité de l'eau souterraine et la réactivité des composés du terrain environnant. Les coulis ayant un rapport eau/ciment élevé produisent plus d'eau de ressuage lors de la prise, ce qui peut entraîner la formation de voies de percolation et conduire à une érosion graduelle du rideau et réduire ainsi sa durée de vie.

Les développements récents au niveau des propriétés des coulis de ciment indiquent deux tendances de base pour améliorer la pénétrabilité et la durabilité.

La première tendance (Gandais & Delmas, 1987) concerne l'amélioration des propriétés rhéologiques en diminuant la résistance ultime et la viscosité dynamique, en améliorant la stabilité et en réduisant le ressuage des coulis de ciment et bentonite (voir Fig. 4.3). Les mélanges ciment-bentonite présentent un large éventail de résistance et de niveau de pénétrabilité associé à l'usage de plusieurs ajouts solides et liquides. Aussi des agents de dispersion chimique ou physico-chimique sont grandement utilisés. Ces mélanges de coulis ont été largement utilisés sur un grand nombre de fondations de barrage, particulièrement en Amérique du Sud et dans le sud de l'Europe.

vulnerability to potential chemical attack because of its low density. Recent studies (Helal & Krizek, 1992) describe this sedimentation process. The flow of a stable mix is visco-plastic following a Bingham type constitutive law characterized by two material properties, i.e. a yield point (strength) and the viscosity. The stability of a water-cement slurry tends to decrease with increasing water/cement ratio (w/c). According to Kutzner (1991a) the mix is stable if  $w/c \leq 1.0$  (by weight). The addition of bentonite and/or superplasticizers affects the rheological properties of the mix. This practice is often employed to improve stability and penetrability of the mix but it can also have adverse consequences when grouting under a hydraulic gradient.

*Bleeding*, a phenomenon distinct from sedimentation, is the process of excess water separating from the stiffening grout. It limits the radius of injection as the advancing grout paths are obstructed by water bleeding from the grout in microporous rock, e.g., sandstone or chalk, or micro-fissured ground.

In many cases of rock grouting the use of one stable cement grout mix with well adapted grading and rheology will streamline the engineering procedures and produce a good treatment (as in the GIN method, see Section 4.4.2.6).

**Strength and deformation properties.** These are evaluated with respect to the purpose of the grout treatment, i.e., decreasing the hydraulic conductivity or increasing the stiffness of the ground. Internal erosion resistance is also evaluated. The erosion resistance of the grout mix is, in addition to strength, a function of joint opening, size of intergranular voids, degree of sealing, and seepage gradient.

**Durability.** Durability is determined by the physico-chemical stability over time of the hardened grout components exposed to seepage processes. It is affected by the degree of sealing achieved, the seepage gradient, the chemical aggressiveness of the ground water, and the reactive components of surrounding ground. Grouts with a high water/cement ratio produce more bleed water upon hardening. This may create paths for seepage which could lead to gradual erosion of the curtain and thus reduce its life time.

Recent developments in cement grout properties exhibit basically two trends to improve penetrability and durability.

The first trend (Gandais & Delmas, 1987) relates to the improvement of the rheological and slurry properties by lowering the yield strength, reducing dynamic viscosity, improving stability, and reducing bleeding of grout mixes consisting of cement and bentonite (see Fig. 4.3). Cement-bentonite mixes exhibit a wide range of resistance and penetrability levels because of a variety of solid and liquid admixtures. Also chemical or physico-chemical dispersion agents are used extensively. These grout mixes have been widely used at a large number of dam foundations, particularly in South America and Southern Europe.

La seconde tendance concerne le développement des suspensions ultra-fines utilisant des composants minéraux qui n'ont pas d'effets négatifs sur l'environnement comme c'est le cas avec les coulis chimiques. Des études sont en cours suivant deux approches:

- améliorer la finesse des particules de ciment par procédé de micro-broyage, séparation statique ou centrifugation, tel que montré à la Fig. 4.4 (Nishigori & Takimoto, 1991; Gouvenot et al., 1989).
- tenter d'utiliser des matériaux de très fine granulométrie autres que le ciment dans le but de fabriquer un nouveau liant hydraulique (Gandais, 1987; Gouvenot, 1990). Cette nouvelle méthode est plus ambitieuse, mais pourrait permettre l'injection de terrain poreux ayant une perméabilité aussi faible que  $k = 10^{-5}$  m/s.

Le but final de ces études n'est pas d'atteindre une grande finesse des grains car l'augmentation de la finesse correspond à une tendance des particules à flocculer. L'addition d'agents de dispersion physico-chimiques est donc nécessaire pour contrecarrer ce phénomène.

En conséquence, les suspensions ultra-fines ne peuvent pas couvrir toute la gamme d'application des produits chimiques (gels de silice, uréthane) concernant les matériaux peu perméables et granulaires à grains fins. Parce que ces matériaux ne sont généralement pas susceptibles d'être affectés par le phénomène de synérèse, l'injection de gels de silicate de sodium avec un réactif organique ou minéral produira un traitement durable si on peut atteindre un haut niveau de neutralisation de la fraction sodique.

#### 4.4.2.3. Conception

Un rideau d'injection sous un barrage est réalisé grâce à une série de forages d'injection alignés sur une seule rangée ou plusieurs rangées adjacentes. Les aspects à considérer lors de la conception incluent: l'espacement et la profondeur des trous d'injection, la séquence d'injection, les mélanges de coulis, la pression d'injection (incluant les limites de volume et pression) et les contrôles sur le terrain. La profondeur des rideaux d'injection typiques varie d'environ 0,35 à 0,75 H, s'il n'y a pas de particularités géologiques et hydrogéologiques significatives présentes dans une fondation généralement saine (H est la hauteur du réservoir au-dessus du sommet du rideau d'injection à un point donné). Pour un barrage en béton, le rideau d'injection est situé près de la face amont. Cependant, pour les barrages-voûte, le voile peut être situé à l'aval de la zone de contraintes qui se développent fréquemment au pied (voir chapitre 4.4.5.2.). Pour un barrage en remblai muni d'un noyau imperméable, le rideau d'injection est localisé sous le noyau tandis que pour un barrage en enrochement avec parement amont en béton, il est localisé sous la plinthe. Dans une rangée donnée de trous d'injection, les trous appelés primaires sont injectés en premier. Ils sont communément espacés de 10 à 12 mètres, de telle sorte que l'injection d'un de ces trous n'interfère pas avec l'injection du trou primaire adjacent. La série suivante est constituée de trous secondaires qui sont situés à mi-distance entre les trous primaires. Les trous tertiaires sont ensuite exécutés; ils sont localisés à

The second trend is concerned with developing ultra-fine suspensions using mineral components that have no negative effects on the environment as has chemical grouting. Studies are under way in two directions:

- improving the fineness of cement grains by micromilling and/or sizing by static or centrifuging, as illustrated in Fig. 4.4 (Nishigori & Takimoto, 1991; Gouvenot et al., 1989).
- attempting to use extremely fine-grained materials other than cement in order to build up a new hydraulic binder (Gandais, 1987; Gouvenot, 1990). This new method is more ambitious but holds the promise of being able to penetrate porous ground with a permeability as low as  $k = 10^{-5}$  m/s.

In these studies the achieving of high fineness of grains is not considered an end in itself because with increasing fineness there is also an increased tendency of the particles to flocculate. The addition of physico-chemical dispersion agents is thus essential to counteract this phenomenon.

Consequently, ultra-fine suspensions cannot cover the entire range of applications afforded by chemical products (silica gels, urethane, etc.) for low permeabilities and fine-grained granular materials. Because these materials are not generally conducive to syneresis phenomena, injected sodium silicate gels with an organic or mineral reactant will produce a durable treatment if a high level of neutralization of the soda fraction is possible.

#### 4.4.2.3. *Design*

A grout curtain beneath a dam is constructed by a series of grout holes aligned in a single row or in several adjacent rows. Design issues to be selected include: grout hole spacing and depth, grouting sequences, grout mixes, grouting pressure (including volume and pressure limitations), and field control. A typical grout curtain varies in depth from about 0.35 to 0.75 H, if there are no significant geological and hydrogeological features present in a generally sound foundation. (H is the height of the reservoir above the top of the grout curtain at a specific location). For a concrete dam the grout curtain is located near or at the upstream face. With arch dams, however, the curtain must be located downstream of the zone of tensile stress which frequently develops at the heel (see Section 4.4.5.2). For an impervious core embankment dam the grout curtain is located beneath the core while for a concrete-face rockfill dam the grout curtain is placed beneath the plinth. In a given row of grout holes the so-called primary holes are grouted first. They are commonly spaced 10 to 12 meters apart, so the grouting of any of these holes usually does not interfere with the grouting of the adjacent primary hole. The following series of holes are the secondary holes located at a split-spaced location between the primary holes. The next series of holes to be grouted are the tertiary holes; they are located by splitting the distance between the secondary and primary holes. Eventually, if closure has not been achieved, quaternary or even quinary grout holes

mi-chemin entre les secondaires et les primaires. Éventuellement, si la fermeture n'a pas été réalisée, des trous d'injection quaternaires ou même plus sont nécessaires. La fermeture est basée sur un critère de refus d'absorption du coulis établi pour une fondation particulière ou suivant un critère de perméabilité (voir Weaver, 1991 pour plus de détails). Le rideau d'injection à rangée simple est commun, mais les rideaux à deux ou trois rangées sont plus fréquemment utilisés aujourd'hui, dans la zone située immédiatement sous le corps du barrage, en particulier sous le noyau étanche des barrages en enrochement et, en général, particulièrement dans les fondations rocheuses très perméables (e.g. roches très fracturées, jointées ou karstiques).

Les équipements modernes permettent de forer des trous de forage dans n'importe quelle direction à partir de la surface ou de puits et galeries. Dans le rocher, des rideaux d'injection de géométrie complexe, en forme de 'cuiller' ou de 'baignoire' sont possibles, comme ce fut le cas au barrage d'Oymapinar en Turquie (Lauga et al., 1985), au barrage de Limmernboden en Suisse (N.O.K., 1970), au barrage de El Cajon en Honduras (Flores et al., 1985), et au barrage de Berke en Turquie (Yanar et al., 1992). Cependant, il est toujours souhaitable de réduire la complexité du réseau de traitement des fondations pour les rideaux d'injection. Souvent les conceptions montrées sur les plans peuvent difficilement faire coïncider les conditions de terrain avec la précision attendue concernant la position, l'orientation, la déviation minimum des trous forages, etc. Anticiper moins de 3 à 5 % de déviation sur une profondeur de 100 m de forage en général n'est pas réaliste. En fait, une profondeur de 50 à 60 m apparaît être une profondeur maximum raisonnable. De ce fait, réduire la longueur des trous d'injection en ajoutant des galeries intermédiaires de travail devrait être considéré lorsqu'une grande précision de forage est requise. Une augmentation du nombre de galeries d'injection peut aussi être utile pour obtenir des informations additionnelles sur le roc de la fondation et des appuis, pour valider la performance du rideau d'injection une fois le barrage en opération et pour contrôler les pressions interstitielles, spécialement dans le cas d'un roc difficile à injecter.

La conductivité hydraulique de la fondation d'un barrage est généralement exprimée en unités Lugeon (section 3.3.4). À ce sujet deux points méritent d'être notés:

- (1) Fixer la valeur LU : Tenter de construire un rideau d'injection ayant un taux final d'absorption d'eau de 1 Lugeon (LU=1) n'est pas considéré approprié. Cet objectif ne peut être atteint que par des programmes d'injection élaborés et coûteux. Un tel niveau d'imperméabilisation n'est nécessaire que dans des cas spéciaux où l'eau du réservoir est très précieuse ou lorsqu'il y a présence de roc soluble dans la fondation. Ce degré d'imperméabilisation est difficile à justifier sur la seule base de la performance et l'efficacité normale d'un barrage. Des critères d'imperméabilisation basés sur les résultats d'essais d'injection d'eau (WPT)<sup>12</sup> ont été proposés par Houlsby (1976, révisés 1985 & 1990) et sont donnés à la Fig. 4.5. Ils prennent en considération le type de structure et la largeur du rideau d'injection (i.e. la longueur du chemin d'écoulement à travers le rideau). Ils devraient servir de guide seulement (Ewert, 1985, 1992; Kutzner, 1991; Fell et al., 1992).

---

<sup>12</sup> Water Pressure Test

are necessary. Closure is determined by a grout refusal criterion established for a particular dam foundation or by a permeability criterion (see Weaver, 1991 for more details). The single-row grout curtain is common, but two or three rows of grout holes are being used more frequently today in the zone immediately below the dam body, in particular below the impervious core of embankment dams, and as a rule in very pervious rock foundations (e.g. highly fractured, jointed or karstified rock).

Modern equipment makes it possible to drill boreholes in any direction from the ground surface or from shafts and galleries. In rock, grout curtains of complex geometry forming "spoon" or "bathtub" shapes are possible, such as at Oymapinar Dam in Turkey (Lauga et al., 1985) and Limmernboden dam in Switzerland (N.O.K., 1970), El Cajon in Honduras (Flores et al., 1985), or Berke dam in Turkey (Yanar et al., 1992). However, minimizing the complexity of the foundation treatment pattern for grout curtains is always desirable. Designs shown on drawings are often difficult to match to existing field conditions with the expected accuracy of location, orientation, minimum deviation of boreholes, etc. To expect any less than 3 to 5 % of deviation over a depth of about 100 meters drilled by general means is not realistic. In fact, a depth of 50 to 60 meters appears to be a reasonable maximum. Therefore, reducing the length of grouting boreholes by providing intermediate working galleries should be considered in situations where great drilling accuracy is required. An increase in the number of grouting galleries can also be useful to obtain additional information on the foundation and abutment rock, to validate the performance of the grout curtain once the dam is in operation, and to control pore pressures, especially in the case of rock that is difficult to grout.

The hydraulic conductivity of a dam foundation is generally expressed in Lugeon units (Section 3.3.4). In this regard two points are noteworthy:

- (1) Limiting LU-value: Attempts to construct a grout curtain with a final water injection rate of one Lugeon ( $LU = 1$ ) is considered inappropriate. This objective can be accomplished only by intensive and often costly grouting schemes, and such a level of watertightness is necessary only in the special cases where the reservoir waters are very precious or soluble rock is present in the foundation. This degree of watertightness is difficult to justify solely on the basis of normally expected dam performance and efficiency. Impermeabilization criteria on the basis of water pressure test (WPT) results were proposed by Houlsby(1976, revised 1985 & 1990) and are given in Fig. 4.5. They take into account the type of structure and the width of the grout curtain (i.e. the length of the seepage path through the curtain), but they should be understood as a guide only (Ewert, 1985, 1992; Kutzner, 1991b; Fell et al., 1992).

- (2) La corrélation entre les unités Lugeon mesurées dans les forages et les absorptions subséquentes de coulis: une corrélation directe ne peut raisonnablement être anticipée lorsqu'une perte d'eau atteint jusqu'à quelques dizaines d'unités Lugeon parce qu'il y a une différence fondamentale dans le comportement de l'écoulement dans les roches fissurées vu les fluides concernés, i.e. l'eau et une suspension visqueuse (boue). S'appuyer uniquement sur les résultats d'un essai d'eau sous pression peut donc être trompeur dans certaines situations et une meilleure évaluation peut être faite si l'essai d'eau sous-pression est combiné aux résultats d'un essai d'injection de coulis.

Néanmoins, pour la plupart des fractures et fissures qui nécessitent des travaux d'injection, une certaine corrélation existe entre les essais d'eau sous pression et les absorptions de coulis. Dans les cas de grandes pertes d'eau, il est recommandé de réduire les espacements entre les obturateurs (e.g., 5,0 m à 2,5 m à 1,25 m pour savoir si l'eau pénètre dans des ouvertures isolées ou dans une roche très perméable).

Si un rideau à rangées multiples de trous d'injection est nécessaire parce que la fondation présente des valeurs Lugeon initiales élevées ou que l'ingénieur en fondation opte pour plus d'une rangée de trous d'injection, la pratique normale est d'injecter les trous à l'aval en premier, les trous amont en deuxième, et si une troisième rangée est utilisée, alors cette rangée intérieure est injectée en dernier. La procédure consistant à injecter les rangées extérieures avant la rangée intérieure dans un rideau à trois rangées est identifiée au principe de la boîte<sup>13</sup> (Table 4.2). De cette façon la région intérieure est protégée contre les fuites de coulis et cette rangée de trous d'injection peut être traitée avec un mélange plus fluide et des pressions plus élevées.

Le Tableau 4.2 est un guide pour définir la fonction du rideau d'injection dans les principaux types de terrain.

---

<sup>13</sup> de l'anglais 'box principle'



- (2) Correlation between the Lugeon units measured in the boreholes and their subsequent grout take. A direct correlation cannot reasonably be assumed to exist for a water loss of up to several tens of Lugeon units because of the fundamental difference in flow behavior in jointed rock between the fluids concerned, i.e. water and a viscous suspension (slurry). To rely on the results of a water pressure test alone may therefore be misleading in certain situations and a better evaluation can be made if the WPT is combined with the results of a grouting test.

Nevertheless, for certain fractures and cracks which need grouting, some correlation may be found between water-pressure tests and grout takes. In cases of large water losses it is recommended to reduce in stages the spacing between the packers (e.g., 5.0 m to 2.5 m to 1.25 m) to find out if the water is entering only isolated openings or a very permeable rock mass.

If multiple rows of grout holes are necessary because the foundation exhibits high initial Lugeon values or the foundation engineer prefers more than one row of grout holes, the normal practice is to grout the downstream holes first, the upstream holes second, and if a third row is used, then this interior row is grouted last. The procedure of grouting the outside rows before the interior row in a three-row grout curtain is referred to as the "box principle". In this way the inner region is protected against grout leakage and the interior row of grout holes can be treated with a more fluid mix and higher pressures.

Table 4.2 is intended as a guide for defining a grout curtain as a function of the main types of ground.

Tableau 4.2.  
Directives pour la sélection d'un rideau d'injection en fonction des principaux types de terrain

Type de terrain	But	Conception du rideau d'injection
<b>Mort-terrain</b> (e.g. alluvions)	Sceller, stabiliser et éviter les gradients élevés d'écoulement	Rideau à rangées multiples Principe de la boîte (horizons ouverts) Traitement en volume
<b>Roc</b> <i>Rocher sain</i> • Joints avec ouvertures étroites  • Joints ouverts  • Karstique  <i>Rocher altéré</i> Présence de lits ou horizons érodables	Scellement des chemins potentiel d'écoulement  Scellemets de chemins potentiels d'écoulement  Scellement des chemins potentiel d'écoulement  Scellement des chemins potentiels d'écoulement, stabilisation	Rideau d'injection à rangée simple, espacement serré, coulis pénétrant  Rideau d'injection à rangée simple, espacement normal; rideau à triple rangées si le principe de la boîte est jugé nécessaire  Rideau à triple rangées ou plus de rangées pour scellement extérieur (principe de la boîte)  Rangée centrale avec espacement serré  Scellement supplémentaire en cas de grande absorption de coulis sur la rangée centrale  Quelque part entre le mort-terrain et le roc karstique

#### 4.4.2.4. Exécution et contrôle

Puisque les foreuses sont mobiles et occupent relativement peu de place, les rideaux d'injection peuvent être réalisés dans les conditions topographiques les plus difficiles et avec les configurations les plus complexes. L'injection peut être effectuée à partir de la surface ou de galeries d'injection, dans des rochers de diverses propriétés mécaniques (dureté-abrasivité) et, si nécessaire, jusqu'à de grandes profondeurs.

Le développement des équipements d'injection a surtout touché le domaine des usines de préparation, malaxage à pression et pompage. Pour les trous d'injection, les méthodes de forage à rotation et à percussion-rotation sont généralement appropriées dans les types de terrain où elles sont efficaces. Le forage par rotation laisse des trous plus propres, plus réguliers et plus droits, tandis que le forage à percussion permet d'atteindre un meilleur taux de pénétration. Généralement les diamètres de forage varient de 63 à 75 mm. L'avènement des méthodes modernes d'enregistrement des paramètres de forage permet d'améliorer l'interprétation géologique. Ceci permet d'ajuster l'injection avec plus de précision pour s'adapter aux conditions locales, particulièrement en présence de terrains alluvionnaires ou karstiques.

Table 4.2.  
Guidelines for selecting a grout curtain as a function of the main types of ground

Type of ground	Purpose	Grout curtain design
<p><b>Overburden</b> (e.g. alluvial deposits)</p>	<p>Sealing, stabilizing, and avoiding high seepage gradients</p>	<p>Multiple row curtain Box principle (open horizons) Treatment in volume</p>
<p><b>Rock</b></p> <p><i>Unweathered rock</i></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Joints with narrow aperture</li> <li>• Joints open</li> <li>• Karstic</li> </ul> <p><i>Weathered rock</i> Presence of erodible beds or seams</p>	<p>Sealing of potential seepage paths</p> <p>Sealing of potential seepage paths</p> <p>Sealing of potential seepage paths</p> <p>Sealing of potential seepage paths, stabilization</p>	<p>Single row grout curtain, narrow spacing, penetrating grout</p> <p>Single row grout curtain, normal spacing, triple row if box principle is necessary</p> <p>Triple row or more rows of outside sealings (box principle)</p> <p>Central row with narrow spacing</p> <p>Supplementary sealings in case of large grout take on central row</p> <p>Something between overburden and karstic rock</p>

#### 4.4.2.4. Execution and field control

As drilling machines are mobile and take comparatively little space, grout curtains can be realized under the most difficult topographic conditions and for the most complex configurations. Grouting can be performed either from the surface or from grouting galleries, for any mechanical properties of rock (hardness-abrasivity) and, where necessary, to great depth.

Developments in grouting equipment have been mainly in the fields of batching, pressure mixing, and pumping. For grout holes, rotary or rotary percussion drilling methods are usually appropriate in types of ground where they perform efficiently. Rotary drilling yields cleaner, more regular and straighter holes while rotary percussion drilling allows higher drilling speed. Common hole diameters are 63 to 75 mm. With the advent of modern methods for recording drilling parameters on a grout borehole, geologic interpretations can be improved using this information. This makes it possible for subsequent grouting to be adjusted more precisely to suit the local conditions, particularly where alluvial soil or karstic rock is present.

Dans les fondations rocheuses l'injection par passes ascendantes est généralement utilisée pour des raisons économiques ainsi que pour les vitesses de pénétration qui sont supérieures. La longueur des passes dépend des caractéristiques des fractures (fréquence, distribution, largeur, rugosité, etc.) intersectées par le trou de forage. Les longueurs typiques des passes sont entre 3 et 5 m, mais peuvent être plus courtes ( $\approx 1$  m) dans la zone de contact du barrage avec la fondation (SNCOLD, 1985). Lorsque les parois du forage ne sont pas stables et/ou que l'obturateur ne peut pas bien être installé, l'injection par passes descendantes est utilisée.

Dans le mort-terrain, le tube-à-manchette (sleeved tube) demeure la principale méthode d'injection. Son champ d'application est limité par la rigidité des parois du forage qui offrent une résistance à l'ouverture de la manchette.

Les développements récents relatifs à l'utilisation des équipements contrôlés par ordinateur sur les sites de construction ont fait avancer de façon remarquable les programmes d'injection, incluant la transmission automatique des instructions d'injection (Chassard et al., 1991; Maragoto et al., 1992). Ces développements ont aussi permis la conception automatisée des patrons d'injection qui implique la longueur des passes d'injection et la distribution spatiale des forages. Ces nouvelles possibilités, qualitatives et quantitatives, ont ouvert la voie à:

- L'acquisition en continu des paramètres d'injection permettant une évaluation sûre en temps réel du processus d'injection et la détection et la classification des anomalies et incidents.
- Des logiciels pour traiter et analyser l'information recueillie sur l'injection et pour évaluer les ajustements possibles en temps réel et les modifications du traitement par injection.

#### 4.4.2.5. *Évaluation de l'efficacité*

Dans le rocher, des essais Lugeon effectués dans des trous de forages avant et après l'injection constituent le moyen préféré pour évaluer l'efficacité des opérations d'injection. Les trous forés dans une fondation injectée et soumis à des essais d'eau, pour tester l'efficacité des travaux d'injection, sont appelés trous de vérification et sont communément forés pour recouper le patron de forage d'injection et vérifier les zones de plus grande absorption.

Dans le mort-terrain, les perméabilités obtenues lors d'essais d'absorption d'eau en différents points pendant les opérations d'injection sont probablement inconsistants, et l'effet du scellement du rideau d'injection devrait être établi en fonction de la valeur volumétrique moyenne obtenue à partir d'essais de pompage. Ainsi, les essais d'absorption d'eau ou de pompage à grande échelle, combinés à des mesures piézométriques de la surface potentiométrique dans des trous d'observation, constituent les méthodes les plus adaptées pour évaluer les résultats et vérifier l'efficacité du traitement.

For rock foundations upward stage grouting is generally used because of economical reasons and speed of progress. The stage length depends on the characteristics of the fractures (frequency, distribution, width, roughness, etc.) intersected by the grout hole. Typical stage lengths are in the range of 3 to 5 m but may be less (1 m) in the contact zone of the dam with the foundation (SNCOLD, 1985). If the borehole is not stable and/or the packer cannot be seated, downward stage grouting is employed.

In overburden, the tube-a-manchette (sleeved tube) remains the main grouting method. Its range of application is limited by the rigidity of the borehole walls which resist the opening of the sleeves.

Recent developments in the use of computer-controlled equipment at construction sites have given rise to remarkable advances in grouting programs including automatic transmission of grouting instructions (Chassard et al., 1991; Maragoto et al., 1992). These developments also allow computer-aided design of foundation grouting patterns that involve the length of grouting stages and distribution in space of boreholes. These new possibilities, both qualitative and quantitative, have led the way to:

- Continuous grouting data acquisition allowing reliable real-time evaluation of the grouting process and detection and classification of anomalies and incidents.
- Computer programs for processing and analyzing collected grouting information and for determining possible real-time adjustments and modification of the grouting treatment.

#### 4.4.2.5. *Effectiveness evaluation*

In rock, Lugeon tests performed in freshly driven boreholes before and after grouting are the preferred means of estimating the development and effectiveness of the grouting operations. Boreholes drilled and water-tested in an already grouted foundation to test the effectiveness of the grouting efforts are called check holes and are commonly drilled to cross the pattern of grout holes or check areas of greater grout takes.

In overburden, permeabilities obtained from pump-in tests at various locations during the grouting operations are probably inconsistent, and the sealing effect of a grout curtain should be assessed in terms of a volumetric mean value from pump-out testing. Therefore, pump-in or pump-out tests on a major scale combined with piezometric measurements of the potentiometric surface in observation holes are the most suitable methods of evaluating the results and checking the effectiveness of the treatment.

#### 4.4.2.6. Le nombre (GIN)<sup>14</sup> de mesure d'intensité d'injection

Des essais de laboratoire exhaustifs sur le comportement des coulis d'injection, i.e. cohésion (résistance à la rupture) et viscosité dynamique, des études théoriques sur l'écoulement des coulis et la pénétration (Lombardi, 1985, 1990) et les programmes de suivi des pressions d'injection et des absorptions, ont mené au concept de la méthode GIN (grouting intensity number) (Lombardi & Deere, 1993; Lombardi, 1996, 1997, 2003). Le nombre GIN est défini comme suit :

$$\text{GIN} = p_f V_f \quad (4.1)$$

où:  $p_f$  = pression finale d'injection (en bars)  
 $V_f$  = l'absorption par mètre de forage à la fin du processus d'injection pour une seule passe (en litres/m), tel que montré à la Fig. 4.6.

Pour un GIN constant, les points sont situés sur une courbe hyperbolique limitée par une pression maximale et un volume maximal. L'intensité d'injection peut être considérée comme une mesure de l'énergie injectée dans la masse rocheuse. La méthode présente les caractéristiques suivantes: (i) un seul mélange stable ( $e/c \approx 0,7$  à  $1,0$ ) pour le processus complet d'injection avec usage de superplastifiant (au lieu de la bentonite) pour réduire la cohésion et augmenter la pénétrabilité, (ii) un pompage du coulis constant à un taux faible à moyen, (iii) le suivi de la pression, du taux d'injection, du volume injecté et de la pénétrabilité en fonction du temps, ceci en temps réel avec représentation graphique au moyen d'un ordinateur personnel (PC) et (iv) l'arrêt de l'injection lorsque le cheminement de l'injection sur le diagramme pression vs volume intercepte une des courbes limitant le volume, la pression ou l'intensité d'injection, tel que donné par la courbe hyperbolique GIN (Fig. 4.6b). Les essais d'injection d'eau sous-pression sont utilisés seulement avant l'injection (pour évaluer la perméabilité du roc) et à la fin (pour vérifier l'efficacité de l'opération d'injection, tel qu'expliqué à la section 4.4.2.5).

Cette approche a plusieurs avantages lorsque comparée à l'injection conventionnelle, soit une propagation presque constante du coulis et une limitation automatique du volume dans une fracture plus ouverte. La méthode permet d'augmenter les pressions dans les zones de fissures plus serrées et plus difficiles à injecter. Ceci peut cependant conduire à de l'injection par claquage (ou déplacement), i.e. l'hydrojacking (la dilatation des fissures existantes) ou l'hydrofracturation (la fissuration des discontinuités originellement fermées ou latentes), ce qui peut être souhaitable ou non selon la conception du rideau d'injection (voir chemin d'écoulement 3 à la Fig. 4.6a).

La méthode GIN s'applique bien en combinaison avec la méthode d'espacement partagé «*split spacing*» pour la construction d'un rideau à rangée unique. Les trous primaires rempliront, partiellement ou complètement, seulement les fissures plus ouvertes du rocher. La série suivante des trous secondaires bouchera seulement les fissures les plus grandes non déjà bouchées de la première

---

<sup>14</sup> GIN Grouting Intensity Number

#### 4.4.2.6. Grouting intensity number (GIN)

Comprehensive laboratory investigations on the behavior of grout mixes, i.e. cohesion (yield strength) and dynamic viscosity, theoretical studies on grout flow and penetration (Lombardi, 1985, 1990) and field monitoring of grout pressures and absorption have led to the concept of the GIN (grouting intensity number) method (Lombardi & Deere, 1993; Lombardi, 1996, 1997, 2003). The “Grouting Intensity Number” is defined by the product:

$$\text{GIN} = p_f V_f \quad (4.1)$$

where:

$p_f$  = final grouting pressure (in bars)

$V_f$  = grout take per meter of borehole at the end of the grouting process of a single borehole stage (in liters/m) as shown in Fig. 4.6.

Points with constant GIN lie on a hyperbola limited by a maximum pressure and a maximum volume. The “grouting intensity” can be considered as a measure of the energy injected into the rock mass. The method features the following characteristics: (i) a single, stable grout mix ( $w/c \approx 0.7$  to 1.0) for the entire grouting process with superplasticizer (instead of bentonite) to reduce cohesion and increase penetrability, (ii) a steady low-to-medium rate of grout pumping, (iii) the monitoring of pressure, flow rate, volume injected, and penetrability versus time in real time by personal computer (PC) graphics, and (iv) the termination of grouting when the grouting path on the displayed pressure versus total volume diagram intersects one of the curves of limiting volume, limiting pressure, or limiting grout intensity as given by the GIN hyperbola (Fig. 4.6b). Water pressure tests are only used before grouting (to evaluate the permeability of the rock) and after closure (to check on the effectiveness of the grouting operation, as explained in Section 4.4.2.5).

This approach has many advantages over conventional grouting, such as a nearly constant reach of the grout, and automatic limitation of the volume in an open wider fracture. The method allows pressures to increase in zones of tighter and less groutable fissures. This, however, may lead to "claquage" (or displacement) grouting, i.e. hydro-jacking (the dilation of existing fractures) or hydro-fracturing (the cracking of originally tight or latent discontinuities) which may or may not be desirable depending on the design of the curtain (see grout path 3 in Fig. 4.6a).

The GIN method is well suited in combination with the split-spacing method of single-line grout curtain construction. The primary holes will fill, partially or completely, only the wider of the rock fissures. The next series of secondary holes will plug only the widest fractures not yet plugged in the first series, and so on. The average grout volume absorbed will decrease from series to series, while the average

série et ainsi de suite. Le volume moyen de coulis absorbé diminuera de série en série, tandis que la pression moyenne finale d'injection augmentera de série en série. Le processus d'injection est contrôlé par ordinateur afin de suivre en temps réel le cheminement d'injection. Dans une utilisation réussie du GIN, l'espacement des forages devrait être tel que le volume injecté de coulis par mètre de passes injectées soit réduit d'une série de trous à l'autre de 25 à 75 %, idéalement de 50 %. Finalement, toutes les parties du rideau d'injection auront été injectées à la pression maximale limite suivant un taux d'absorption faible de, disons, 25 kg de ciment par mètre de forage. La pression maximale correspond généralement à deux ou trois fois la future pression d'eau à l'endroit de l'essai. Cette méthode contribue à éviter d'ouvrir les joints sous l'effet de la pression d'eau future.

La longueur des passes d'injection devrait être ajustée aux conditions de roc rencontrées. En pratique, la longueur augmente avec la profondeur. Il est aussi recommandé d'injecter de l'eau dans le trou d'injection au dessus de la nappe immédiatement avant l'injection. Ceci évite que l'eau du mélange de coulis soit absorbée par un roc relativement sec.

Les mélanges de coulis à utiliser avec la méthode GIN sont établis à partir d'essais de laboratoire exhaustifs. Les caractéristiques types sont (Lombardi & Deere, 1993) :

Rapport eau/ciment:	0.67:1 à 0.8:1
Densité du mélange:	1.59 – 1.67 Mg/m <sup>3</sup>
Temps d'écoulement au cône de Marsh:	29 – 32 s
Cohésion relative, $c/\gamma$ :	0.2 – 0.35 mm (sans superplastifiant)
( $\gamma$ = poids unitaire de la boue)	0.08 – 0.15 mm (avec superplastifiant)
Résistance en compression à 28 jours du mélange durci:	15 – 20 MPa

Sur un site dont les conditions géologiques sont variables, plusieurs nombres GIN peuvent être utilisés, mais généralement un seul mélange est employé.

Selon Lombardi & Deere (1993), la méthode a été utilisée avec succès sur quelques aménagements de barrage importants. Elle n'est pas applicable au mort-terrain ou aux formations très perméables (fractures grandes ouvertes) ou karstique. Cette méthode a aussi été critiquée pour ne pas prêter une attention suffisante aux facteurs géologiques correspondant à des propriétés géologiques variables (e.g. résistance de la roche intacte, anisotropie de la masse rocheuse et caractéristiques variables des discontinuités, telles qu'ouverture variable, continuité, rugosité, type de remplissage, etc.). Il a également été soutenu que dans certaines situations les pressions maxima d'injection suggérées par la méthode GIN sont trop élevées et que



final grout pressure will increase accordingly from series to series. The grouting process is computer-controlled in order to allow for real-time monitoring of the grouting path. In a successful GIN application, the hole spacing should be such that the volume of injected grout per meter of stage grouted is reduced from hole series to hole series by 25 to 75 %, ideally by about 50 %. Finally, all parts of the grout curtain will have been grouted at the maximum limiting grout pressure with a low absorption, say, about 25 kg/m. The maximum pressure is usually selected as two or three times the future water pressure at the testing location. This helps to avoid opening of the joints by the actual water pressure at a later date.

The length of the grout stages should be adjusted to the rock conditions encountered. In practice, the length usually increases with depth. It is also recommended to inject water into the grout holes in the section above the groundwater table just before grouting. This avoids water being sucked from the grout mix by the otherwise rather dry rock.

Grout mixes for use in the GIN method are established on the basis of comprehensive laboratory testing. Typical ranges of characteristics are (Lombardi & Deere, 1993):

Water-cement ratio:	0.67:1 to 0.8:1
Density of mix:	1.59 – 1.67 Mg/m <sup>3</sup>
Marsh funnel flow time:	29 – 32 s
Relative cohesion, $c/\gamma$ :	0.2 – 0.35 mm (without superplasticizer)
( $\gamma$ = unit weight of slurry)	0.08 – 0.15 mm (with superplasticizer)
28-day compressive strength of hardened mix:	15 – 20 MPa

At a site with variable geological conditions various grout intensity numbers may be used, but usually only one mixture is employed.

According to Lombardi & Deere (1993) this method has been used successfully in several major dam projects. It is not suitable for overburden or for very pervious formations (very wide fractures) and karst. It has also been criticized for not giving sufficient attention to geologic factors reflecting the variability of the rock properties (e.g. strength of the intact rock, anisotropy of rock mass, and changing discontinuity characteristics, such as variable aperture, persistence, roughness, type of infillings, etc.). It is also argued that in certain situations the maximum grout pressures suggested in the GIN method are too high and that hydro-jacking may result in high grout consumption without actually decreasing the permeability. This

l'hydrojacking peut mener à une absorption très grande de coulis sans pour autant réduire la perméabilité. Ceci arrive, par exemple, dans un massif rocheux ayant de nombreuses fissures fines qui ne peuvent pas être pénétrées par le mélange de coulis, mais demeurent perméables à l'eau (Ewert, 1996, 1998). Une bonne documentation de cas est nécessaire afin de définir l'étendue d'application de la méthode GIN. Pour l'instant, il est bon de se rappeler que l'expérience en injection couvrant quelques décennies a montré des conditions géologiques à plusieurs sites de barrage qui ont également exigé de faire varier le rapport eau/ciment des coulis de façon significative afin de réaliser une pénétration efficace des fractures et fissures dans la fondation; aussi, la prudence est encore de mise lorsque l'on évalue l'efficacité des mélanges de coulis et les procédures d'injection.

#### 4.4.2.7. *Le problème des karsts*

Le phénomène karstique (dissolution de la roche par l'écoulement de l'eau) affecte les roches carbonatées (calcaire, craie, dolomie, roche à ciment carbonaté), les roches sulfatées (anhydrite, gypse) et les roches chloritiques (roches salines ou halite) (James & Kirkpatrick, 1980). Les problèmes de karst aux sites de barrage décrits dans la littérature sont souvent associés avec des roches carbonatées. Le rapport de Heitfeld & Krapp (1991) sur le traitement des fondations d'un barrage implique des roches sulfatées. Les calcaires et dolomies karstiques fournissent généralement de bonnes fondations de barrage. Cependant, un système hydraulique souterrain erratique et complexe peut exister et non seulement peut compromettre la capacité du barrage à retenir l'eau, mais aussi sa stabilité, particulièrement en ce qui concerne les barrages en remblai. Les problèmes de fondation karstique s'étendent souvent très en amont dans la zone du réservoir aussi bien qu'en aval, et les mesures d'amélioration de terrain nécessaires peuvent être extensives. Il est important de bien saisir le processus de développement d'un karst (récent et durant le passé géologique) situé aux environs d'un barrage pour comprendre l'étendue du traitement qui peut être requis. Le problème concerne donc la capacité de rétention du réservoir, ce qui nécessite de colliger des informations sur la géologie régionale, l'hydrogéologie, les nappes phréatiques et la ligne de partage des eaux. Ce sujet dépasse le cadre de ce bulletin.

Le karst se présente sous plusieurs aspects. Plusieurs schémas de classification ont été proposés (Breznik, 1998; Milanović, 2000; Waltham & Fookes, 2003). Les phénomènes karstiques peuvent être associés à plus d'une phase de karstification. La morphologie des phénomènes est intéressante en ce qui concerne le traitement des fondations. Kutzner (1996) distingue les types suivants: (i) grandes cavernes partiellement ou complètement remplies de sable, graviers et argile, (ii) petites cavernes de un à plusieurs mètres, ouvertes ou remplies, (iii) ouvertures en forme de tuyaux entourées d'une grande masse de roc pratiquement intact, (iv) joints ouverts ou remplis ou des plans de litage de largeur variable causés par le processus de dissolution le long des discontinuités, et (v) roc poreux, tel que des grès avec une cimentation partiellement dissoute.

Le traitement des fondations karstiques varie selon le type de cas et de sévérité de la karsticité. Grâce à sa flexibilité d'adaptation aux conditions du site et aux configurations géométriques les plus complexes, l'injection constitue un moyen

occurs, for example, in a rock mass with numerous fine fissures which cannot be penetrated by the grout mix but remain permeable for water (Ewert, 1996, 1998). Well documented case histories are needed to further substantiate the range of application of the GIN method. For the time being, it is well to remember that dam grouting experience over several decades has shown geological conditions at many dam sites that did require also varying the water/cement ratio of the grout mixes over a significant range to achieve good penetration of open fractures and cracks in the foundation; so, prudence is still necessary when evaluating the effectiveness of grout mixes and injection procedures.

#### 4.4.2.7. *The problem of karst*

Karst phenomena (dissolution of rock by flowing water) affect carbonate rocks (limestone, chalk, dolomite, rock with carbonate cement), sulphate rocks (anhydrite, gypsum), and chlorite rocks (rock salt or halite) (James & Kirkpatrick, 1980). Karst problems at dam sites described in the literature are usually associated with carbonate rocks. Heitfeld & Krapp (1991) report on a dam foundation treatment involving sulphate rocks. Karstic limestones and dolomites generally provide a suitable foundation for a dam. However, an erratic and complex subsurface hydraulic system may exist that compromises not only the water-holding capability of the dam but also its stability, particularly with respect to embankment dams. Karstic foundation problems often extend far upstream into the reservoir area as well as downstream, and the necessary ground-improvement measures can become very far-reaching. Determining the base of karst development (both recent and during past geologic ages) in the vicinity of the dam is important to understand the extent of treatment that may be required. The problem then becomes one of reservoir water-holding capability requiring the knowledge of regional geology, hydrogeology, and groundwater tables and divides, which is beyond the scope of this Bulletin.

Karst has a variety of appearances and several classification schemes have been proposed (Breznik, 1998; Milanović, 2000; Waltham & Fookes, 2003). Karst features may originate from more than one phase of karstification. For purposes of foundation treatment the morphology of the features are of interest. Kutzner (1996) distinguishes the following types: (i) large caverns partly or completely filled with sand, gravel, and clay; (ii) small caverns ranging from one to several meters, open or filled; (iii) pipe-like open channels surrounded by a largely intact rock mass; (iv) open or filled joints or bedding planes of variable width caused by solution processes along the pattern of discontinuities, and (v) porous rock, such as sandstone with partly dissolved cementation.

Treatment of a karst foundation varies according to the types of features and the severeness of the karsticity. Due to its flexibility in adapting to site conditions and to the most complex geometrical configurations, grouting is an important means

important pour boucher les passages dans un rocher karstique. On prêtera une attention spéciale à la conception et la construction du réseau de forage et au choix des coulis et des schémas d'injection. Cependant, l'injection constitue souvent une partie du traitement complet lequel peut aussi impliquer une combinaison de méthodes minières (excavation à ciel ouvert, tunnels, puits et galeries) et de coupures étanches (murs diaphragmes et à pieux sécants).

Les cavernes souterraines situées au-dessus de la nappe phréatique mais sous le niveau du futur réservoir, doivent être rendues accessibles par des galeries ou des puits. Après y avoir enlevé tous les matériaux lâches, elles sont remplies de béton. Les cavités situées sous la nappe phréatique doivent être atteintes au moyen de forages de grand diamètre et lavées à pression. Elles sont ensuite remplies de gravier ou de roc concassé et injectées. Aussi, du béton peut être pompé via les trous de forage. Le matériau cohérent est difficile à laver, mais doit être enlevé puisque les remplissages d'argile peuvent être érodés ultérieurement, laissant un vide dans l'écran étanche. Des matériaux cohérents ont aussi été injectés avec succès par fissuration et injection sous-pression, par exemple au barrage de Wujiangdu en Chine (voir section 6.6), mais il existe aussi des cas où apparemment l'injection sous-pression n'a pas réussi, par exemple à Keban en Turquie. Quel que soit le type de mesure ou la combinaison de mesures choisi, la construction d'un réseau de galeries permet l'inspection souterraine des fondations du barrage et, si requis, l'exécution de mesures correctives après le remplissage du réservoir.

Les mélanges de coulis doivent être soumis à un programme d'essai complet afin d'établir les compositions optimales adaptées à une situation particulière. En plus du ciment Portland, de l'eau et du sable, le mélange peut aussi contenir des ajouts d'argile, de pozzolane et du silicate de sodium (lequel agit comme accélérateur). La longueur des passes d'injection est déterminée au cas par cas et dépend des pertes d'eau observées et de la fréquence des cavernes rencontrées.

Il existe actuellement plusieurs barrages majeurs construits dans un environnement karstique. Parmi eux se trouvent : Pueblo Viejo, Guatemala (Sagastume & Juarez, 1985), Khao Laem, Thaïlande (Kanjanaphol et al., 1982; Watakeekul & Cole, 1985; Bergado et al., 1984), Oymapinar, Turquie (Anik & Hamon, 1979), Keban, Turquie (Bozovic et al., 1981; Gilmore et al., 1991), Atatürk, Turquie (voir section 6.4), El Cajon, Honduras (Flores et al., 1985). On a également tiré beaucoup d'expérience des barrages de TVA (Tennessee Valley Authority) aux États-Unis, car plusieurs d'entre eux ont été construits sur des fondations très karstiques (Soderberg 1979, 1988). TVA est en faveur de l'injection sous pression des vides ouverts et partiellement remplis.

L'expérience passée a démontré que les sites karstiques de barrage nécessitent une investigation continue pendant la période de construction pour bien comprendre la complexité de la fondation. Il n'est pas possible d'identifier avec suffisamment de détail toutes les caractéristiques géologiques et les propriétés d'ingénierie lors de la phase de pré-construction. Simultanément au traitement, un système d'auscultation bien organisé et complet doit être implanté non seulement aux alentours immédiats des travaux de traitement, mais aussi à une distance suffisamment grande du barrage.

of plugging water passages in karstic rock. Special care must be taken in the design and accurate construction of the networks of drillings and in the choice of the suitable grouts and grouting schemes. However, grouting constitutes often only a part of the overall treatment scheme which may also involve a combination of mining methods (open pit excavation, adits, shafts, and galleries), and continuous cutoffs (diaphragm walls and pile walls).

Underground caverns above the groundwater table but below the future reservoir level must be made accessible by adits or shafts. After removing all of the loose material they are filled with concrete. Caverns below the groundwater table must be accessed by large diameter boreholes and pressure-washed. They are then filled with gravel or crushed rock and grouted. Also, concrete may be pumped through the boreholes. Cohesive material is difficult to wash out but should be removed as clay fillings may be eroded later, leaving a void in the water barrier. Cohesive material has also been crack-grouted successfully by pressure grouting, as in Wujiangdu dam in China (see Section 6.6), but there are also cases where pressure grouting was apparently not successful, such as at Keban, Turkey. Whatever the type of measure or combination of measures selected, constructing a network of working galleries provides access for subsurface inspection of the dam foundation and, if necessary, for remedial action after reservoir filling.

Grout mixes will have to undergo a comprehensive testing program to arrive at optimum compositions suitable for a particular situation. In addition to Portland cement, water and sand, the grout mix may also contain clay filler, pozzolane, and sodium silicate (which acts as an accelerator). Stage lengths of grouting are determined from case to case and depend on the observed losses of drilling water and on the frequency of cavernous features encountered.

There are now numerous major dam projects constructed in a karstic environment. Among these are: Pueblo Viejo, Guatemala (Sagastume & Juarez, 1985), Khao Laem, Thailand (Kanjanaphol et al., 1982; Watakeekul & Cole, 1985; Bergado et al., 1984), Oymapinar, Turkey (Anik & Hamon, 1979), Keban, Turkey (Bozovic et al., 1981; Gilmore et al., 1991), Atatürk, Turkey (see Section 6.4), El Cajon, Honduras (Flores et al., 1985). Much experience is also available from TVA (Tennessee Valley Authority) dams in the United States since many of these are on highly karstic foundations (Soderberg, 1979, 1988). TVA advocates pressure grouting of open and partly filled voids.

Past experience has shown that karstic dam sites require continuous site investigation also during the construction phase in order to gain full understanding of the complexity of the foundation. It is not possible to identify with sufficient detail all the geological features and engineering properties in the pre-construction phase. Simultaneously to treatment a well organized and comprehensive monitoring system must be implemented not only in the immediate vicinity of the treatment works but also at a distance well-away from the dam.

### 4.4.3. Coupures étanches

#### 4.4.3.1. Types de coupure

Dans une coupure étanche, le matériau constituant le diaphragme est un produit conçu placé dans une tranchée préalablement excavée ou une séquence de forages ou de fentes. Les coupures étanches sont donc géométriquement bien définies et continues.

Il existe quatre types de coupure étanche sous les barrages: (i) les murs diaphragmes et murs de boues, (ii) rideaux ou murs constitués par des pieux contigus et sécants, (iii) le cas très spécial des galeries de béton superposées, et finalement (iv) les parois vibrées (coupures étroites), qui, à cause de leur épaisseur variable peuvent être associées aux coupures semi-positives (section 4.4.4). Les principales caractéristiques des différentes coupures étanches sont résumées au Tableau 4.3.

Tableau 4.3  
Principales caractéristiques des coupures étanches

Caractéristiques	Mur diaphragme					Mur de boue	Mur pieux	Paroi vibrée
	Bennes mécaniques		Bennes hydrauliques (Kelly)	Équipement rotatif à circulation inverse				
Méthodes d'excavation et/ou d'installation	Bennes mécaniques		Bennes hydrauliques (Kelly)	Équipement rotatif à circulation inverse		Draglines, pelles mécaniques	Forage marteau fond de trou	Poutre vibrante
Matériaux de remplissage	Coulis de bentonite/ciment	Béton ordinaire ou plastique	Coulis de bentonite/ciment et béton ordinaire ou plastique	Boue de ciment/bentonite	Béton ordinaire ou plastique	Sol/bentonite (ciment)	Béton	Coulis mortier bentonite, ciment et remplissage)
Joints	Sans joints,	Joints ronds, joints formés	Joints ronds, joints formés	Béton/béton, Pas de joints ronds ou de joints formés		Sans joints	Joints	Sans joints
Profondeur maximale actuelle	50 m	120 m	50 à 60 m	50 m	150 m	15 – 20 m	50 m (100 m)	25 m
Type de terrain	Mort-terrain, roc altéré		Mort-terrain	Mort-terrain, roc altéré roc jusqu'à 100 MPa (pour roc plus dur outils spéciaux)		Mort-terrain	Roc dur (mort-terrain)	Mort-terrain sans blocs
Remarques	-		-	Pour profondeur > 10 m		Gradient hydraulique $i \leq 10$	Coûteux	Quelques cm (sable) à 15 cm (gravier) d'épaisseur

### 4.4.3. Positive cutoffs

#### 4.4.3.1. Types of cutoff

In a positive cutoff the material constituting the physical diaphragm is an engineered product placed into a previously excavated trench or sequence of bored holes or slots. Therefore, positive cutoffs are geometrically well defined and continuous.

There are four types of positive cutoff under dams: (i) diaphragm walls and slurry walls, (ii) curtains or walls accomplished by contiguous and interlocking piles, (iii) the very special case of superposed concreted galleries, and finally (iv) vib walls (thin cutoffs), which because of variable thickness could be assigned to semi-positive cutoffs (Section 4.4.4). The main characteristics of the various positive cutoffs are summarized in Table 4.3.

Table 4.3  
Main characteristics of positive cutoffs

Characteristic	Diaphragm wall					Slurry wall	Pile wall	Vib wall
	Mechanical clamshells (mechanical grabs)		Hydraulic clamshell (Kelly grabs)	Cutting machine (reverse circulation rotary cutting technique)				
Method of excavation and/or installation	Mechanical clamshells (mechanical grabs)		Hydraulic clamshell (Kelly grabs)	Cutting machine (reverse circulation rotary cutting technique)		Draglines, mechanical shovels	Down-hole hammer drilling	Vibrating beam
Filling materials	Bentonite/cement grout	Conventional or plastic concrete	Bentonite/cement grout or concrete (conventional or plastic)	Bentonite/cement slurry	Conventional or plastic concrete	Soil/bentonite (cement)	Concrete	Grout mortar, bentonite, cement and filler)
Joints	No joints,	Round joints, formed joints	Round joints, formed joints	Concrete/concrete, no round joints or formed joints		No joints	Joints	No joints
Maximum depth at present	50 m	120 m	50 à 60 m	50 m	150 m	15 – 20 m	50 m (100 m)	25 m
Type of ground	Overburden, weathered rock (possibility of chiselling)		Over burden	Overburden, weathered rock, rock up to 100 MPa (for stronger rock special tools)		Overburden	Hard rock (overburden)	Over burden without boulders
Remarks	-		-	For depths > 10 m		Hydraulic gradient, $i \leq 10$	Expensive	Few cm (sand) to 15 cm (gravel) in thickness

La construction d'écrans massifs sous les barrages en remblai par excavation d'une large tranchée, ayant un rapport profondeur: largeur inférieure à un, à travers les matériaux de fondation et prolongeant l'élément imperméable du barrage à plus grande profondeur dans la fondation afin de modifier favorablement le patron d'écoulement, est considérée comme une amélioration du comportement de la fondation par excavation et remplacement. Ces mesures, quelquefois appelées *tranchées parafouilles* ou *tranchées de noyau*, ne sont pas considérées comme des coupures étanches, mais sont vues comme une extension du barrage en remblai.

#### 4.4.3.2. Mur diaphragme

Le terme mur diaphragme s'applique à des coupures d'épaisseur variant entre 0,4 m et 1,2 m et atteignant jusqu'à 150 m de profondeur d'après la pratique courante. Ces coupures sont excavées en utilisant différentes méthodes et ensuite remplies avec une variété de matériaux. Des progrès substantiels ont été réalisés au cours des dernières années concernant la construction des murs diaphragmes. Les développements se présentent de deux façons, soit quantitativement (des équipements plus puissants pour couper des matériaux plus durs), soit qualitativement, en ce qui concerne les améliorations au niveau des techniques d'alignement et des méthodes de correction des trajectoires pour arriver à un contrôle automatique des outils de coupe et donc permettant d'excaver à des profondeurs plus grandes. On trouvera des informations détaillées sur la conception, la construction, et les devis techniques des murs diaphragmes dans Xanthakos (1979), ISSMFE (1989), et le Comité Européen de Standardisation (1995).

**Excavation.** Le mur diaphragme est excavé au moyen de bennes mécaniques et hydrauliques ou de fraiseuses à roc (hydrofraise)<sup>15</sup>.

- Les bennes mécaniques sont bien adaptées aux terrains alluvionnaires mous, ainsi qu'au roc tendre ou très altéré et au terrain contenant des blocs, parce qu'elles permettent le coupage au ciseau à travers les obstacles jusqu'à la surface rocheuse.
- Les bennes hydrauliques guidées par Kelly (Kelly grabs), qui peuvent atteindre des profondeurs importantes (50 m environ), sont utilisées dans une grande variété de types de terrain excepté les blocs et le roc solide.
- Les meules (ou couteaux à roc) utilisant la technique de coupage rotatif à circulation inverse ont modifié les conditions économiques pour la construction des coupures lorsqu'il est possible de les utiliser, spécialement pour les murs profonds dans des conditions de terrain plus dur.

Fenoux (1988) décrit l'utilisation des meules qui coupent le terrain avec des roues munies de dents. Les meules à roc sont adaptées à tous les terrains à l'exception des terrains hétérogènes contenant de gros blocs, du roc très fracturé, ou du rocher hétérogène finement lité. Les taux d'excavation varient avec la dureté du matériau rencontré. La capacité des équipements permet d'atteindre une cadence de

---

<sup>15</sup> Hydrofraise (nom breveté de Solétanche-Bachy)



The thick massive barriers beneath embankment dams constructed by digging a wide trench - with a depth to width ratio less than one - through foundation material and extending the sealing element of the dam deeper into the foundation to modify favorably the seepage flow pattern, are considered an improvement of the foundation behavior by excavation and replacement. These measures, sometimes called cutoff trenches or core trenches, are not considered positive cutoffs but are regarded as an extension of the embankment dam.

#### 4.4.3.2. *Diaphragm wall*

The term diaphragm wall denotes cutoffs of between 0.4 m to 1.2 m in thickness and up to 150 m deep according to the present state-of-practice. These cutoffs are excavated using different methods and then filled with various materials. Substantial progress has been made in the past few years in the construction of diaphragm walls. This development has taken place in two ways, namely quantitatively (more powerful equipment to cut through harder materials) and qualitatively, with respect to improvements in alignment techniques and methods of correcting trajectories to achieve automatic control of the cutting tools and thus enabling greater excavation depths. Detailed information on design, construction, and specifications of diaphragm walls can be found in Xanthakos (1979), ISSMFE (1989), and European Committee for Standardization (1995).

**Excavation.** The diaphragm wall is excavated by means of mechanical and hydraulic clamshells (grabs) or rock mills (hydrofraise). "Hydrofraise" is a registered name.

- Mechanical clamshells will perform successfully in soft alluvial ground, but are also suited for soft or highly weathered rock and boulders because they allow for chiseling to excavate through obstacles and to profile the trench in the bottom rock.
- Hydraulic clamshells guided by a Kelly (Kelly grabs), which can reach substantial depths (50 m on average), are used in a great variety of ground types except for boulders and solid rock.
- Rock mills (or trench cutters) using reverse circulation rotary cutting techniques; they have changed the economic conditions for the construction of cutoffs whenever it is possible to use them, especially for deep walls and in harder ground conditions.

Fenoux (1988) described the use of rock mills which cut the ground with tooth-studded wheels. Rock mills are suitable for any ground except in heterogeneous ground with large boulders, in highly fractured rock, or in heterogeneous thin bedded rock. The excavation rates will vary with the hardness of the encountered material. Equipment capacities may attain 40 m<sup>3</sup>/h in easy ground and will still be of

40 m<sup>2</sup>/h dans les terrains faciles; cette cadence est encore de l'ordre de plusieurs m<sup>2</sup>/h dans le roc ayant une résistance en compression pouvant atteindre 100 MPa. Au-dessus de cette valeur (jusqu'à 200 MPa), des équipements utilisant des roues à couteaux spéciaux sont nécessaires pour obtenir une production raisonnable et économique (Strobl, 1991). Des profondeurs de 150 m sont atteintes actuellement par certaines machines coupantes, mais cette limite pourrait être dépassée dans le futur.

**Matériau de remplissage.** Le matériau de remplissage temporaire fournissant une stabilité à l'excavation est généralement une boue de bentonite. Le matériau de remplissage permanent peut être (CIGB, 1985) :

- une boue produite en mélangeant du ciment avec une suspension de bentonite; dans ce cas, le matériau de remplissage est aussi utilisé comme fluide de support (mur de boue)
- un béton plastique avec un rapport eau/ciment jusqu'à 5 (mur diaphragme en béton plastique)
- un béton conventionnel, armé ou non, avec un affaissement d'environ 20 cm. On doit noter que contrairement aux matériaux mentionnés ci-dessus, ce béton est très rigide (mur diaphragme coulé en place).

Le tableau 4.4 présente un résumé des caractéristiques des matériaux de remplissage. Lors de la sélection d'un matériau, on doit prendre en considération la durabilité, la résistance à l'érosion en tenant compte des reconnaissances de terrain (action agressive de l'eau ou du matériau en général sur le liant utilisé), et la rigidité (charges et subséquentement les déformations suite à sa mise en place).

Tableau 4.4.  
*Propriétés des matériaux pour les murs diaphragmes*

Type de matériau	Résistance (MPa)	Perméabilité, k (m/s)	Déformabilité	Comportement à la fissuration	Composition
Béton à la trémie	30 à 50	10 <sup>-12</sup>	Rigide, comme le béton conventionnel	Matériau fragile, fissure facilement	Ciment +agrégats, affaissement=20 cm e/c = 0.5-0.7
Béton plastique	1,0 à 3,0	10 <sup>-9</sup>	Élevée	Supporte des déformations de 10 % sans se fissurer	Ciment +agrégats +argile +bentonite, e/c approx. 5
Boue de ciment/ bentonite	0,1 à 1,0	10 <sup>-8</sup>	Très élevée	Supporte des déformations dues à la pression latérale	Ciment +bentonite, e/c approx. 5

**Construction.** Les murs diaphragmes sont construits par panneaux, d'où la création de joints verticaux entre les panneaux. Lorsque l'on utilise un fluide de support qui constitue une partie du matériau de remplissage, le panneau adjacent peut être excavé avant la prise complète du coulis du panneau coulé précédent, assurant ainsi la continuité du mur, et les problèmes de joints sont pratiquement éliminés. En général, cependant, les joints sont présents et leur construction exige des soins particuliers. Les murs construits en panneaux successifs exigent que leur

a magnitude of several m<sup>2</sup>/h in rock with compressive strength up to 100 MPa. Above this value (up to 200 MPa), equipment provided with special cutting wheels are needed to get a reasonable and economical output (Strobl, 1991). Depths of 150 m are reached at present by certain cutting machines, but this limit may be exceeded in the future.

**Filling Material.** The temporary filling material providing stability to the excavation is generally a bentonite slurry. The permanent filling material can be (ICOLD, 1985):

- a slurry produced by mixing cement with a bentonite suspension; in this case, the filling material is also used as supporting fluid (slurry wall)
- a plastic concrete with a water /cement ratio up to 5 (plastic concrete diaphragm wall),
- a conventional concrete, reinforced or not, with a slump of about 20 cm. It should be noted, that unlike the materials mentioned above, this concrete is very rigid (cast-in situ concrete diaphragm wall).

Table 4.4 presents a summary of filling material characteristics. When selecting a cutoff material consideration is given to durability, resistance to erosion based on field reconnaissance (aggressive action of water or material in general on the binders used), and stiffness (loads and subsequently deformations following its construction).

Table 4.4.  
Properties of backfill materials for diaphragm walls

Type of material	Strength (MPa)	Permeability, k(m/s)	Deformability	Cracking behavior	Composition
Tremie concrete	30 to 50	10 <sup>-12</sup>	Rigid, like conventional concrete	Brittle material, cracks easily	Cement+aggregate, slump a ≈20 cm w/c= 0.5-0.7
Plastic concrete	1.0 to 3.0	10 <sup>-9</sup>	High	Withstands strains up to 10 % without cracking	Cement+aggregate+ clay+bentonite, w/c approx. 5
Cement/bentonite slurry	0.1 to 1.0	10 <sup>-8</sup>	Very high	Withstands deformations from lateral pressure	Cement+bentonite, w/c approx. 5

**Construction.** Diaphragm walls are constructed in phases or panels, therefore vertical joints are created between the panels. When using the supporting fluid as part of the filling material, the adjacent panel can be excavated before the total setting of the grout of the previously cast panel ensuring the continuity of the wall and joint problems are practically eliminated. In general, however, joints are present and their construction must receive particular care. Walls constructed in successive panels require careful checking for continuity. In particular, before

continuité soit vérifiée. Plus particulièrement, avant de mettre en place le béton ou avant le durcissement du coulis, les déviations des panneaux adjacents doivent être mesurées en mesurant l'angle des câbles de la benne au moyen d'inclinomètre, etc. Pour les coupures étanches, la continuité est plus importante que la verticalité. Par conséquent, les mesures de vérification concernent la déviation relative entre les panneaux.

La performance du mur peut varier grandement suivant la qualité et la stabilité des plates-formes de travail, le niveau de la nappe phréatique, et le type de terrain à excaver. Les murs diaphragmes ne peuvent être construits que dans les conditions suivantes:

- Des plates-formes de travail stables et horizontales avec peu de différence d'élévation entre elles. Lorsque la construction de la coupure précède la construction du barrage, la vallée ne doit pas être trop irrégulière. Il est aussi possible de construire le mur diaphragme à partir de la crête d'un barrage en remblai (si la plate-forme disponible est suffisamment large) ou lorsque le barrage atteint un niveau intermédiaire. La plate-forme de travail devrait être 1,5 m au-dessus du niveau le plus haut de la nappe phréatique anticipé pendant l'excavation.
- Pendant l'excavation, le niveau du fluide dans la tranchée devrait être maintenu à 1,5 m au-dessus du niveau maximum de la nappe pendant la construction et ne devrait pas baisser de plus de 1 m sous le niveau de la plate-forme de travail.

D'autre part, une étude détaillée est requise pour assurer la connexion de la coupure avec le barrage. Les propriétés mécaniques et hydrauliques du matériau de remplissage ont un impact important sur la qualité de cette connexion (voir aussi section 4.4.5.3). Habituellement la partie inférieure (1 à 2 m) du diaphragme doit être enlevée en raison de ses propriétés inférieures.

**Applications.** Le mur diaphragme est le moyen préféré pour s'assurer d'une coupure étanche dans le mort-terrain où la topographie et la profondeur requise d'imperméabilisation sont appropriées. La présence de blocs durs de grandes dimensions dans une matrice plus ou moins molle peut, cependant, devenir une limitation technique et économique. Lorsqu'il y a présence de graviers à structure ouverte ou présence de zones très perméables, capables d'absorber la boue de bentonite, il peut être nécessaire de traiter le terrain environnant en premier lieu dans le but de le sceller. Les zones hautement perméables peuvent provoquer des pertes soudaines du fluide de support et ensuite causer un affaissement de la tranchée, ce qui peut mettre en péril le panneau adjacent. Les murs de la tranchée peuvent être fracturés hydrauliquement sous l'effet de la pression hydrostatique du fluide de support, ce qui peut créer des fissures se propageant sur de grandes distances dans la fondation, ou dans le noyau d'un barrage en terre, et ainsi entraîner une perte du fluide de support. Le barrage Mud Mountain est un bon exemple de ce genre de problème (Graybill & Levallois, 1991).

placing concrete or hardening of the grout, deviations of adjacent panels must be measured, e.g. by the position of the grab cables, inclinometer, etc. For positive cutoffs continuity is more important than the verticality of placement. Therefore, check measurements refer to relative deviations between panels.

The performance of the final constructed wall can vary greatly with the quality and the stability of the working platforms, the position of the ground water level, and the type of ground to be excavated. Diaphragm walls can only be constructed under the following conditions:

- Stable and horizontal working platforms with little difference in elevation between these. When construction of the cutoff precedes dam construction the valley should not be too irregular. It is also possible to construct the diaphragm wall from the crest of an embankment dam (if the working platform available is large enough) or when the dam has reached an intermediate level. The working platform should usually be 1.5 m above the highest water table anticipated during excavation.
- During excavation, the level of the drilling fluid in the trench should be kept about 1.5 m above the level of the maximum ground water table during construction and should not drop more than 1 m down from the working platform.

Furthermore, a detailed study is required for the connection of the cutoff to the dam. The mechanical and hydraulic properties of the filling material have an important bearing on the quality of this connection (see also Section 4.4.5.3). Usually, the top 1 to 2 m of the diaphragm wall have to be removed because of inferior properties

**Applications.** The diaphragm wall is the preferred means of ensuring an impervious barrier in overburden where topography and sealing depth are appropriate. The presence of hard boulders or blocks of large dimensions in a more or less soft matrix may, however, turn out to be a technical and economic limitation. Where open gravel works or other highly pervious zones are present in the ground, capable of absorbing the bentonite slurry, it may be necessary to treat the surrounding ground beforehand for the purpose of sealing it. Highly pervious zones can provoke a sudden loss of the supporting fluid and consequently a collapse of the trench which may endanger the adjacent panel. The walls of the trench can be hydraulically fractured under the static head of the supporting fluid which may create cracks propagating over large distances in the foundation, or in the core of an earth dam, with an ensuing loss of supporting fluid. Mud Mountain dam is a good example of this kind of problem (Graybill & Levallois, 1991).

#### 4.4.3.3. Murs de boue

Les écrans de boue (coupures étanches en tranchée de boue), très utilisés aux États-Unis, sont excavés au moyen de «draglines» ou de pelles mécaniques et ensuite remplis d'un mélange autdurcissant de sol excavé, bentonite et ciment. Les coupures étanches en tranchée de boue sont surtout utilisées dans le mort-terrain jusqu'à une profondeur maximale d'environ 15 m et une largeur de 1 à 2 m (Millet et al., 1992).

Une tranchée de boue de 23 m de profondeur à travers une partie de la fondation a été construite au site du barrage de Tortolas au Mexique (de 34 m de hauteur) pour empêcher les fuites à travers la couche perméable de sable et gravier contenant également des blocs (Wilson & Marsal, 1989). Le fond de la tranchée faisait contact avec un horizon épais de sable et gravier silteux dense et relativement imperméable. Le niveau piézométrique en aval de la tranchée a été abaissé de façon notable. Le tassement du matériau de remplissage de la tranchée a atteint 15 à 20 cm.

#### 4.4.3.4. Pieux

Une série de pieux forés et remplis de béton peut constituer une barrière étanche continue. Les pieux sécants sont aussi une amélioration sur les pieux jointifs (i.e. pieux seulement en contact l'un l'autre) parce que l'épaisseur du mur est augmentée, quoique le nombre de joints demeure très élevé. Un autre type de mur, généralement appelé mur I.C.O.S., consiste en pieux séparés par des éléments biconcaves (e.g. barrage de Zoccolo, Italie, avec pieux de 0,60 m de diamètre et de 45 à 55 m de profondeur, Croce & Dolcetta, 1970).

La technique du mur de pieux peut être appliquée dans le roc dur ou abrasif et aussi dans les sols contenant des blocs. Généralement, la méthode de forage à percussion et rotation avec marteau fond de trou est utilisée. La profondeur atteinte peut excéder 50 m. Une grande précision est requise pour s'assurer que les pieds des pieux ne s'écartent pas de façon excessive. Par exemple, au barrage Khao Laem, les pieux ont dû être forés avec une tolérance de 0,02 % pour assurer un recouvrement adéquat.

Le diamètre des pieux varie généralement entre 0,5 et 1,0 m (par exemple 0,76 m forés à 0,62 m centre à centre au barrage de Khao Laem, Watakeekul & Cole, 1985). Comme pour les murs diaphragmes, des plates-formes stables et horizontales sont requises. Au barrage de Wolf Creek aux États Unis, un mur de type I.C.O.S. a été installé à partir de la crête du barrage pendant que le réservoir était presque plein. La longueur totale des pieux était de 85 m avec environ 30 m pénétrant dans un rocher karstique (Hejazi, 1987).

#### 4.4.3.5. Galeries bétonnées superposées

Dans les cas très difficiles où une coupure étanche est jugée essentielle, mais où les méthodes de construction usuelles paraissent inapplicables, un mur souterrain peut être construit par un procédé minier souterrain. Une telle coupure étanche en

#### 4.4.3.3. *Slurry walls*

Slurry walls (slurry-trench cutoffs), much used in the USA, are excavated by means of draglines or mechanical shovels and then filled with a self-hardening mixture of excavated soil, bentonite, and some cement. Slurry-trench cutoffs are mainly used in overburden with a maximum depth not much greater than 15 m and a width of 1 to 2 m (Millet et al., 1992).

A 23 m deep, partially penetrating slurry trench was constructed in the foundation of the 34 m high Tortolas dam in Mexico to prevent leakage through a pervious layer of sand and gravels with boulders (Wilson & Marsal, 1989). The bottom of the trench connected to a thick stratum of dense and relatively impervious silty sands and gravels. The piezometric level downstream of the cutoff was reduced significantly. The settlement of the slurry trench backfill was of the order of 15 to 20 cm.

#### 4.4.3.4. *Piles*

A series of bored and concrete-filled piles may constitute a continuous watertight barrier. Interlocking piles, also called secant piles, are an improvement over contiguous piles (i.e. piles just in contact with each other) because the wall thickness is increased, although the number of joints remains very high. Another type of wall, usually referred to as the I.C.O.S. type, consists of separate piles with bi-concave elements between them (e.g. Zoccolo dam, Italy, with piles of 0.60 m in diameter and 45 to 55 m deep, Croce & Dolcetta, 1970).

The pile wall method can be applied in very hard or abrasive rock and also in soils with boulders. Generally, down-hole hammer drilling by percussion and rotation is used. The depth attained may be more than 50 m. Great precision is required to ensure that the piles do not diverge excessively at their tip. For example, at Khao Laem dam pile holes had to be drilled with a tolerance of 0.02 % to ensure adequate overlap.

Pile diameters are generally between 0.5 and 1.0 m (e.g. 0.76 m drilled at 0.62 centers at Khao Laem dam, Watakeekul & Cole, 1985). As with diaphragm walls, stable and horizontal working platforms are required. At Wolf Creek dam, USA, an I.C.O.S. type pile wall was installed from the dam crest with the reservoir nearly full. The total length of the piles was 85 m with about 30 m penetrating into the karstified rock (Hejazi, 1987).

#### 4.4.3.5. *Superposed concreted galleries*

In very difficult cases where a positive cutoff is considered essential, but the usual construction methods appear to be inapplicable, a subsurface concrete wall can be constructed by underground mining processes. Such a concrete cutoff is

béton est généralement obtenue par l'excavation et le bétonnage de galeries horizontales contiguës et superposées: Keban, Turquie (Gilmore et al., 1991); La Honda, Venezuela (Antonopoulos et al., 1991), et Castiletto, Suisse (Zingg, 1964).

Le barrage Castiletto, d'une hauteur de 91 m, repose sur un cône de glissement atteignant une épaisseur de 70 m sur son appui gauche. La partie supérieure (46 m) de l'écran d'étanchéité consiste en un voile d'injection à rangées multiples tandis que la partie inférieure (2 m) consiste en une paroi de 2 m d'épaisseur réalisée à partir de trois galeries.

#### 4.4.3.6. *Murs vibrés<sup>16</sup> (coupures étanches minces vibrées, coupures étanches étroites)*

Dans les sols sans obstacles (blocs, cailloux, etc.), une fente peut être réalisée en descendant une poutre vibrante, cette fente étant ensuite remplie avec du mortier lors de la phase de retrait. Une série de panneaux jointifs construits de cette façon formera alors un mur. Le matériau de remplissage est souvent un coulis ou mortier contenant un matériau de bourrage, tel que de la poussière de roc de telle sorte qu'un matériau dense (densité : 1.6 t/m<sup>3</sup>) est obtenu, lequel prévient le phénomène de retrait et remplit l'espace laissé par la poutre. Comme pour tous les éléments imperméables, la vérification, la continuité est d'une importance vitale.

Les parois minces sont utilisées comme structures temporaires et sous de faibles têtes d'eau. Ils ont des épaisseurs variant entre quelques centimètres à 15 cm et servent souvent d'éléments imperméables dans les digues ou batardeaux. Une profondeur d'environ 20 m constitue une limite raisonnable pour ce genre de coupure positive. En ce qui concerne la possibilité de gradients hydrauliques comparativement élevés, le problème de l'érosion interne est pris en considération (Beier & Strobl, 1985). Si une épaisseur de 5 cm doit être garantie même dans un terrain sableux-silteux, la paroi vibrée est améliorée par l'utilisation d'équipements d'injection à jet (Strobl, 1994).

### 4.4.4. Coupures étanches semi-positives

#### 4.4.4.1. *Types de coupure étanche semi-positive*

Un écran hydraulique souterrain semi-positif est réalisé en place en mélangeant le terrain existant avec un liant hydraulique fabriqué et mélangé en place. Ces coupures sont appelées semi-positives parce que le terrain n'est jamais vraiment excavé, les propriétés du mélange de terrain et du liant peuvent ne pas être constantes, les caractéristiques géométriques peuvent être irrégulières, et leur continuité, donc leur imperméabilité, n'est pas aussi certaine que pour les coupures étanches positives. Les applications typiques sont l'injection au jet à haute énergie et le mélange en profondeur.

---

<sup>16</sup> De l'anglais : vib walls



generally obtained by the excavation and concreting of superposed contiguous horizontal galleries. Typical examples are: Keban, Turkey (Gilmore et al., 1991; La Honda, Venezuela (Antonopoulos et al., 1991), and Castiletto, Switzerland (Zingg, 1964).

The 91 m high Castiletto dam rests on an up to 70 m thick landslide cone on its left abutment. The upper 46 m of the sealing element were treated by a multiple row grout curtain, while in the lower part a 2 m thick positive cutoff was mined from three galleries.

#### 4.4.3.6. *Vib walls (slim vibrated cutoffs, thin cutoffs)*

In soils without obstacles (boulders, cobbles etc.), a slot can be formed by a descending vibrating beam and then backfilled in the withdrawal stage by mortar. A sequence of adjoining panels constructed in this way will then form a wall. The filling material is often a grout or mortar provided with a filler such as rock flour so that a dense material (density: 1.6 Mg/m<sup>3</sup>) is obtained which prevents shrinkage and properly fills the impression left by the lifted beam. As in all impervious elements, checking continuity is of vital importance.

The thin walls are used as temporary structures and under minor water loads. They are between a few cm up to 15 cm thick and often serve as impervious elements for dikes or cofferdams. The depth of about 20 m is a reasonable limit for this kind of positive cutoff. With regard to the possibility of comparatively large hydraulic gradients the problem of internal erosion is taken into consideration (Beier & Strobl, 1985). If a thickness of 5 cm has to be guaranteed even in sandy-silty ground, the conventional vib wall is improved by the use of jet-grouting devices (Strobl, 1994).

### 4.4.4. **Semi-positive cutoffs**

#### 4.4.4.1. *Types of semi-positive cutoff*

A semi-positive, subsurface water barrier is created in situ by mixing the existing ground with an engineered hydraulic binder that is mixed-in-place. These cutoffs are called semi-positive because the ground is never truly excavated, the properties of the mixed ground and binder may not be consistent, the geometry of the elements formed can be irregular, and their continuity, and hence watertightness, is not as certain as with the positive cutoff. Typical applications are jet grouting and deep mixing.

#### 4.4.4.2. L'injection au jet à haute énergie<sup>17</sup>

L'injection au jet est actuellement une méthode bien établie qui a servi à réaliser de nombreux et importants projets de consolidation et d'imperméabilisation de terrain. Cette méthode est utilisée pour réaliser des coupures dans le mort-terrain (sols alluviaux ou roc altéré), dans le roc de faible résistance, tel que le grès tendre, pour traiter les remplissages des joints de faible consistance, et aussi dans les formations karstiques, voir Fig. 4.7. (Strobl, 1985; 1989; Imrie et al., 1988; Bruce, 1994; Kutzner, 1996; Ground Improvement Subcommittee, 1997; Sembenelli & Sembenelli, 1999). Une des premières coupures réalisées par injection au jet a été exécutée au barrage de Pergau en Malaisie (Anon., 1993). Le roc granitique y était recouvert de 40 à 60 m de sol résiduel et de roc altéré contenant des blocs (corestones) à la base d'une taille de 5 m. La technique de l'injection au jet a permis la construction de la coupure à partir de la surface du terrain, évitant ainsi l'excavation de grands volumes de terrain. Après avoir atteint le roc ferme, la méthode a été remplacée par l'injection conventionnelle de coulis. Le diamètre des colonnes de la coupure au jet a varié entre 900 et 1 500 mm.

L'appellation "injection au jet" (ou quelquefois injection à haute énergie) est souvent trompeuse. En réalité, ce procédé ne réfère pas à l'injection de coulis au sens usuel du mot, et certainement pas à l'injection avec de hautes pressions. C'est un procédé de mélange en place suivant lequel le terrain est déstructuré et mélangé par l'action dynamique d'un jet de liquide à grande vitesse (ou suspension). Le liquide est forcé à travers un orifice, et la pression nécessaire pour accélérer le liquide à travers cet orifice est de l'ordre de 30 à 50 MPa. Ce jet liquide est souvent entouré par un jet d'air, forcé à travers un injecteur concentrique, lequel augmente le rayon d'action et l'efficacité.

Dans le mort-terrain, le mouvement de rotation et de levage de ce jet à haute vitesse mène à la formation de colonnes. Les colonnes consistent en un mélange de matériau in situ et de ciment dont les propriétés sont fonction des propriétés du terrain et des paramètres du traitement (Fig. 4.7). Le mouvement de levage mène à la formation d'éléments planaires seulement, mais il est aussi applicable dans le roc de faible résistance (Fig. 4.8).

Lorsque comparée avec les techniques de construction des coupures étanches positives, la méthode d'injection au jet peut faciliter la construction lorsque les accès et la topographie sont difficiles, ceci en raison de sa flexibilité accrue, mais elle augmente le nombre des joints de construction, diminue leur qualité tout en ayant une profondeur limite moins importante.

Lorsque comparée avec la technique d'injection conventionnelle, la méthode d'injection au jet peut être utilisée pour le scellement et la consolidation des matériaux de mort-terrain autrement intraitables au moyen des coulis les plus pénétrants. Cependant, cette méthode est plus affectée par des limitations d'ordre géométrique (configuration de l'espace et profondeur).

---

<sup>17</sup> De l'anglais : jet grouting

#### 4.4.4.2. *Jet grouting*

Jet grouting is now a well-established method with numerous and important past applications in ground consolidation and watertightening. It is used to realize impervious cutoffs in overburden (alluvial soils or weathered rock), in weak rock, such as weak sandstone, to treat joint fillings of poor consistency, and also in karstic formations, see Fig 4.7. (Strobl, 1985; 1989; Imrie et al., 1988; Bruce, 1994; Kutzner, 1996; Ground Improvement Subcommittee, 1997; Sembenelli & Sembenelli, 1999). One of the first cutoffs constructed by jet grouting was at the Pergau dam in Malaysia (Anon., 1993). At the dam site the granitic bedrock was overlain by 40 to 60 m of residual soil and weathered rock with corestones at the base as large as 5 m. The jet grouting technique enabled construction of the cutoff from the ground surface thus avoiding large volumes of excavation. After reaching firm rock the method was changed to conventional injection grouting. The column diameters of the jetted cutoff varied between 900 and 1500 mm.

The wording 'jet grouting' (or sometimes 'high-pressure grouting') is often misleading. Actually this process does not refer to grout injection in the usual sense of the word, and certainly not to grouting with high pressures. It is a mixing in place process where the ground is de-structured and mixed in situ by the dynamic action of a high-speed jet of a liquid (or suspension). The liquid is forced through a nozzle, and the pressure necessary to speed up the liquid through this nozzle is generally in the range of 30 to 50 MPa. This liquid jet is often surrounded by an air jet, forced through a concentric annular nozzle, which increases the radius of action and effectiveness.

In overburden, rotational and lifting movement of this high-speed jet leads to the formation of column-like features. The columns consist of a mixture of in situ material and cement, exhibiting properties that are a function of the properties of the ground and the parameters of the treatment (Fig.4.7). Lifting movement leads to the formation of planar elements only, but it is also applicable in weak rock (Fig. 4.8).

When compared with construction techniques for positive cutoffs, jet grouting can facilitate construction in cases of difficult access and topography because of its greater flexibility, but it increases the number and decreases the quality of construction joints and is more limited in depth.

When compared with conventional grouting, the jet grouting method can be used for sealing and consolidating overburden materials otherwise inaccessible to the most penetrating grouts. But jet grouting is more limited geometrically, i.e. space configuration and depth.

Le problème principal avec l'injection au jet est la continuité de la structure résultante. La géométrie de chacune des colonnes individuelles dépend du rayon d'action du jet, lequel pour des paramètres donnés (pression, écoulement, diamètre des jets, vitesse de rotation et de remontée) dépend des caractéristiques du matériau en place. Dans les sols résiduels surtout, les reliquats structuraux et les contraintes in situ peuvent réduire considérablement l'aire affectée par le jet. De plus, il y a une incertitude concernant la position relative de chaque élément dans l'espace et les propriétés du terrain traité. Pour cette raison, il est absolument nécessaire d'exécuter au préalable un programme d'essai à un site particulier. Celui-ci devrait inclure la mise au jour des zones testées afin d'établir le rayon minimum d'action et de déterminer les propriétés physiques en place du mélange obtenu. L'incertitude sur la précision des positions des colonnes limite la profondeur de la construction de la coupure à environ 30 m.

#### 4.4.4.3. *Malaxage profond*

Le malaxage profond, comme l'injection au jet, est un procédé de malaxage en place suivant lequel le terrain est déstructuré et mélangé in situ avec un liant grâce à l'action mécanique d'un outil spécial. Dans les sols à grains fins (sables fins, silts, argile silteuse), le mouvement de rotation et de remontée de l'outil de malaxage aboutit à la formation d'une colonne de sol-liant. La colonne présente des propriétés qui sont fonction du sol et des paramètres de traitement (Pujol-Rius et al., 1989; Taki & Yang, 1991; Yang & Takeshima, 1994).

Il existe plusieurs variations dans les procédures de malaxage profond. L'outil de malaxage peut ne pas être l'outil de forage. Le liant peut être introduit en poudre ou sous forme liquide, en remontant ou en descendant. Cependant c'est toujours sur la remontée que le malaxage primaire entre le terrain et le liant se fait.

La différence majeure avec l'injection au jet réside dans la forme cylindrique de la colonne résultante. Cependant, la géométrie de chaque élément est bien définie, mais l'incertitude quant à sa position relative dans l'espace est équivalente à celle de l'injection au jet. Ce désavantage peut être surmonté grâce à un forage soigné et un grand niveau de précision directionnel lors de la construction de chaque colonne. Il n'en demeure pas moins que les exigences relatives à la construction d'une coupure étanche continue utilisant ce procédé limitent la profondeur d'application à environ 20 m.

Le malaxage profond peut être une méthode adéquate dans les cas où les mesures d'imperméabilisation doivent être combinées avec le renforcement du mort-terrain (voir section 4.6.3)

### 4.4.5. **Raccordement entre les coupures étanches et le barrage**

#### 4.4.5.1. *Galeries d'injection (barrage en remblai)*

Des galeries sont aménagées dans la fondation de plusieurs grands barrages; elles servent d'accès pour effectuer l'auscultation de l'écoulement et la qualité de

The main problem involved with jet grouting is the continuity of the structure produced. The geometry of each individual column depends on the radius of action of the jet, which for given treatment parameters (pressure, flow, jet diameter, rotating and lifting speeds) depends on the characteristics of the in situ material. Especially in residual soils the relict structure and locked-in stresses may reduce considerably the area affected by the jet. In addition, there is the uncertainty regarding the relative position of each element in space and the properties of the treated ground. For that reason, it is absolutely necessary to perform a jet-grouting test program at a particular site. This should include unearthing of grouted test areas to establish the likely minimum radius of action and to know the physical properties of the in situ mixed material obtained. Uncertainties in the accuracy of the positions of the jet columns limit the depth for cutoff construction by this method to about 30 to 50 m.

#### 4.4.4.3. *Deep mixing*

Deep mixing, like jet grouting, is a mixed in place process where the ground is de-structured and mixed in situ with a binder by the mechanical action of a special mixing tool. In fine-grained soils (fine sands, silts, silty clays) the rotational-lifting movement of the mixing tool results in the formation of a soil-binder column. The column exhibits properties that are a function of the characteristics of the soil and of the parameters of the treatment (Pujol-Rius et al., 1989; Taki & Yang, 1991; Yang & Takeshima, 1994; Wildner et al., 1999).

There exist many variations in the deep-mixing procedure. The mixing tool may be or may not be the drilling tool. The binder may be introduced as a powder or a liquid, on the upstroke or on the downstroke. It is, however, always on the upstroke that the primary mixing between ground and binder occurs.

The main difference with jet grouting is the actual cylindrical shape of the resulting column. However, the geometry of each element is well defined, but the uncertainty regarding its relative position in space is the same as for jet grouting. This can be overcome by careful drilling and a high level of directional precision when constructing each column. Nevertheless, the requirements for the construction of a fully continuous cutoff using this process limit its depth of application to about 20 m.

Deep mixing can be a suitable method in cases where sealing measures are to be combined with strengthening of the overburden. (see Section 4.6.3)

### 4.4.5. **Connection between foundation cutoff and dam**

#### 4.4.5.1. *Grouting galleries (embankment dam)*

For many high dams a grouting gallery in the foundation which serves as an access for monitoring seepage and water quality, or for additional grouting

l'eau ou pour effectuer des opérations additionnelles d'injection, mais cette pratique varie selon les pays. Les galeries augmentent les coûts et constituent des cibles potentielles pour les actes de sabotage; de plus, des fissures inattendues dans le béton de ces galeries, par exemple causées par des tremblements de terre, peuvent raccourcir le cheminement d'écoulement et augmenter le gradient hydraulique dans le noyau.

Une galerie peut être réalisée par excavation en souterrain d'un tunnel ou par l'excavation d'une tranchée à ciel ouvert qui est subséquentement remblayée après le bétonnage de la galerie (cut and cover).

Un *tunnel* peut être excavé sans interférence avec les autres activités reliées au barrage et permet de poursuivre l'injection et autres travaux d'amélioration de fondation d'une manière complètement indépendante. Un démarrage plus hâtif des travaux d'injection est possible, ce qui est particulièrement avantageux lorsque les travaux d'injection se prolongent.

Une *galerie construite en tranchée* permet un raccordement positif entre les éléments de scellement du barrage et la fondation dans les zones critiques de la base du barrage, laquelle est fréquemment constituée de roc altéré ou fissuré. De plus, le coût est généralement inférieur au coût d'un tunnel. Il est recommandé d'intégrer cette galerie rigide dans la fondation rocheuse en aménageant une tranchée de forme adéquate dans le roc (Fig. 4.9). Ceci rallongera le chemin d'écoulement à la base du barrage et réduira le chargement et donc les besoins en renforcement du béton. En construisant des galeries avec des murs inclinés, des contraintes de compression se produiront entre la galerie et le barrage. D'où, l'élimination du développement d'un cheminement préférentiel d'écoulement.

Aux environs de la galerie le roc a été relâché par les sautages et il est bénéfique d'exécuter des injections de consolidation. Les galeries d'injection devraient être de largeur adéquate pour permettre le transport et l'installation des foreuses utilisant des tiges suffisamment longues pour assurer une haute productivité et qualité de travail. Une surface de travail d'au moins 2 m de largeur par 2,5 m de hauteur est considérée comme un minimum.

#### 4.4.5.2. *Raccordement au rideau d'injection (barrage en béton ou en remblai)*

**Roc.** Une attention spéciale doit être accordée au raccordement entre le rideau d'injection et l'élément imperméable du corps du barrage. Le rideau d'injection est construit à partir de la galerie d'injection, lorsque présente (barrage en béton, barrage en remblai avec parement amont, quelquefois barrage avec noyau imperméable), ou à partir de la surface du terrain.

Pour les barrages en remblai, une connaissance de l'importance des pressions hydrauliques et des gradients aux environs de ce raccordement est essentielle pour assurer une protection contre les infiltrations au-dessus de la crête du rideau d'injection, à travers le noyau imperméable du barrage.

operations, can be used but this practice varies between countries. Galleries raise costs and offer a potential objective for acts of sabotage, and unexpected cracks in the concrete, e.g. caused by earthquakes, can shorten the path of seepage and raise the hydraulic gradient in the core.

A gallery can be constructed by tunneling or by the cut-and-cover method:

A *tunnel* can be excavated without interfering with other dam-related construction activities and allows grouting and other foundation improvement works to proceed completely independently. An earlier start of grouting works is possible which is particularly advantageous in the case of extended grouting requirements.

A *cut-and-cover gallery* allows a positive connection of the dam's sealing elements to the foundation in the critical area of the dam base, which often consists of weathered or fissured rock. Also the cost is usually less than a tunnel. It is advisable to integrate this rigid gallery into the rock foundation by providing a suitable trench in the rock and using an adequate shape of the gallery (Fig. 4.9). This will lengthen the seepage path on the dam base and reduce the load and the reinforcement of the concrete. By constructing galleries with inclined walls, compressive stresses will exist between the gallery and embankment. Hence, the development of a favored path of seepage can be excluded.

In the vicinity of a gallery the rock has been loosened by blasting and it is beneficial to apply consolidation grouting. The grouting galleries should be large enough to allow the transport and placement of drilling rigs using drilling stems long and rigid enough to ensure productivity and quality of the work. A working area of at least 2.0 m width to 2.5 m height is considered a minimum.

#### 4.4.5.2. *Grout curtain connection (concrete or embankment dam)*

**Rock.** Special attention must be given to the design of the connection between grout curtain and impervious element of the dam body. The grout curtain is constructed from a grouting gallery, where present (concrete dam, embankment dam with upstream facing, sometimes embankment dam with impervious core), or from the ground surface.

For embankment dams an understanding of the anticipated magnitudes of the hydraulic pressures and their gradients in the vicinity of this connection is very essential to guard against seepage over the crest of the grout curtain through the impervious core of the dam.

Pour les barrages voûtes, le problème de raccordement entre le rideau d'injection et la structure est particulièrement délicat (Goguel, 1991a; Fauchet et al., 1991). La formation de fissures de tension dans les directions verticale et horizontale, causées par le chargement de la voûte, rend difficile le choix de la position adéquate du rideau d'injection. Jusqu'à ce jour, les résultats obtenus avec les différents matériaux de scellement des fissures de tension générées par les cycles de chargement et de déchargement du barrage ont été décevants.

Les deux solutions suivantes sont utiles pour éviter les conséquences de cette fissuration, quoiqu'elles ne visent pas directement le phénomène de fissuration lui-même. Dans le premier cas, le raccordement avec le rideau d'injection est relocalisé dans une zone située au-delà de la zone de tension, ce qui implique que les pressions de soulèvement en amont du rideau d'injection sont acceptables. Dans le second cas, le rideau d'injection est raccordé à une structure auxiliaire placée en amont de la zone de tension; le raccordement entre cette structure et le corps du barrage doit être assuré par un joint scellé capable d'absorber les déformations relatives concernées.

**Mort-terrain.** Pour les barrages zonés ou homogènes érigés sur du mort-terrain très perméable (ou du roc fracturé), des rideaux d'injection très efficaces vont créer en général des gradients hydrauliques excessifs à travers le rideau étroit, en particulier au point de raccordement du rideau et du remblai. Alors, une attention spéciale doit être accordée à la conception du rideau d'injection et du comportement de l'écoulement à l'endroit de ce raccordement.

#### *4.4.5.3. Raccordement entre l'élément imperméable du remblai et les coupures positives et semi-positives (barrage en remblai)*

Le raccordement entre une coupure positive ou semi-positive et l'élément imperméable du barrage requiert une étude spéciale dans chaque cas. La conception considère les principes suivants :

- Continuité dans la fonction de scellement des éléments connectés.
- Adaptabilité du raccordement avec les contraintes variables durant la vie du barrage et, particulièrement, sa capacité de suivre et absorber les déformations qui surviennent durant la construction du barrage, le remplissage du réservoir et la phase opération.

Le raccordement entre la fondation et le barrage en remblai peut être accompli par une zone de transition constituée de matériau imperméable flexible ou plastique (e.g. béton plastique, asphalte plastique) (Fig. 4.10) (Gsaenger, 1973).

Le raccordement peut aussi être réalisé au moyen d'une structure en béton armé quand la coupure étanche est composée d'un matériau rigide. Dans ce cas, la conception du raccordement doit accommoder les déplacements relatifs entre la structure en béton et la coupure étanche de telle sorte qu'un glissement soit possible dans le raccordement sans rompre et endommager la continuité de l'étanchéité (Seemel & Paré, 1979). Un matériau de scellement plastique est nécessaire pour assurer l'étanchéité entre les deux éléments rigides. Ce type d'unité de transfert



For arch dams, the problem of connection between grout curtain and structure is particularly delicate (Goguel, 1991a; Fauchet et al., 1991). Tensile cracking in vertical and horizontal direction, as caused by the loading of the arch, creates the problem of selecting the proper position of the grout curtain. To date, results obtained with various materials intended to seal these tensile cracks generated by the loading and unloading cycles of the dam have been disappointing.

The following two solutions to avoid the consequences of this cracking are helpful, although they are not aimed directly at the cracking phenomenon itself. In the first case, the connection with the grout curtain is relocated to an area beyond the tension zone, which implies that the resulting development of uplift on the dam upstream of the grout curtain is acceptable. In the second case, the grout curtain is connected to an auxiliary structure placed upstream of the tension zone; the connection between this structure and the body of the dam must then be ensured by a sealing joint capable of absorbing the relative deformations involved.

**Overburden.** For zoned or homogeneous embankment dams on very pervious overburden (as well as open-fractured rock), very effective grout curtains will in general create excessive hydraulic gradients across the relatively narrow curtain, in particular at the connection of the curtain with the embankment. Therefore, special attention must be given to the design of the grout curtain and the behavior of the seepage at this connection.

#### *4.4.5.3. Connection between impervious element of embankment and positive or semi-positive cutoff (embankment dam)*

The connection between a positive or semi-positive cutoff and the impervious element of the dam calls for special study in each particular case. The design considers the following principles:

- Continuity in the sealing function of the connected elements.
- Adaptability of the connection to the variable stresses during the life time of the dam and, in particular, its ability to follow or absorb the deformations occurring during dam construction, reservoir filling, and operation.

The connection between foundation and embankment dam can be accomplished by a transition zone made of flexible or plastic impervious material (e.g., plastic concrete, plastic asphalt) (Fig.4.10) (Gsaenger, 1973).

The connection can also be accomplished by a reinforced concrete structure when the cutoff is a rigid material. In this case the design of the connection must allow for the relative displacements between the concrete structure and the cutoff so that sliding is possible within the connection without rupturing it and damaging the continuity of watertightness (Seemel & Paré, 1979). A plastic sealing material is necessary to ensure the watertightness between the two rigid elements. This type of transfer unit makes the connecting system more complicated and limited in its

rend le système de raccordement plus compliqué et limité en ce qui concerne ses capacités de déformation. Parmi les exemples existants, citons le barrage de Brombach montré à la Fig. 4.11 (Strobl & Leininger, 1987) et le barrage de Zoccolo (Croce & Dolcetta, 1970). De la même façon, le raccordement entre la plinthe de béton d'un barrage en enrochement à parement amont en béton fondé sur du mort-terrain (par exemple alluvions) et la paroi étanche exige un joint capable d'absorber le tassement qui surviendra principalement pendant le premier remplissage. Les exemples sont les barrages de Santa Juana et Puclaro au Chili et Dhauliganga en Inde (en construction).

#### **4.4.6. Tapis amont**

Si l'ampleur du traitement pour assurer l'étanchéité de la fondation apparaît excessif, par exemple si la coupure étanche est très profonde ou difficile à construire, un tapis amont peut être choisi comme élément imperméable si les conditions hydrogéologiques et la configuration géométrique de la couche imperméable s'y prêtent. Les tapis amont allongent le chemin d'écoulement et réduisent le gradient hydraulique (donc le débit) et les sous-pressions sous le barrage.

Un tapis naturel de silt d'une épaisseur appréciable peut être présent à l'amont d'un barrage sur la majeure partie du réservoir et ne nécessiter que des ajouts en quelques endroits. Dans de tels cas, la couche de silt peut être raccordée au barrage par une combinaison économique d'une coupure étanche et d'une extension du tapis e.g., Barrage d'Hammam Gouz (Hamoul, 1991). L'écoulement à travers une fondation de matériaux alluviaux discontinus et hétérogènes peut être contrôlé par l'allongement des chemins d'écoulement grâce à la construction d'un tapis imperméable, soit seul ou combiné à une coupure partielle. Les problèmes spécifiques, tels que la compatibilité des filtres pour prévenir la formation de cônes d'effondrement (fontis), doivent être considérés (e.g., barrage de Tarbela, Nawaz et al., 1970; Bhatti, 1994). Là où un tapis amont naturel existe, il devrait être dérangé le moins possible pendant la construction. L'expérience montre que les tapis placés sur des appuis de sols non saturés n'ont pas fonctionné de façon satisfaisante (de Mello, 1997).

### **4.5. TRAITEMENT PAR MESURES DE DRAINAGE**

#### **4.5.1. Généralités**

Le drainage des fondations sert à réduire les sous-pressions et contrôler les écoulements à travers les éléments imperméables; les écoulements peuvent constituer un risque pour la stabilité du barrage. Il s'agit d'une mesure extrêmement importante en raison même de son efficacité. D'autre part, les coûts correspondants sont relativement bas (Gomez Laa et al., 1985).

La totalité du système de drainage devrait être sujet à une inspection continue pendant la vie de l'ouvrage et en particulier pendant le premier remplissage et les premières années d'opération. Cette surveillance peut inclure, en plus du suivi des

deformation possibilities. Examples are the Brombach dam as shown in Fig. 4.11 (Strobl & Leininger, 1987) and the Zoccolo dam (Croce & Dolcetta, 1970). Similarly, the connection between the plinth of a concrete face rockfill dam founded on overburden (e.g. river alluvium) and the cutoff wall requires a joint capable to absorb the settlement taking place mainly during first impounding. Examples are the Santa Juana and Puclaro dams in Chile and the Dhauliganga dam in India (under construction).

#### **4.4.6. Upstream blanket**

If the magnitude of treatment to achieve watertightness in the foundation is excessive, especially where a cutoff is very deep or is difficult to construct, an upstream blanket can be selected as an impervious element if the hydrogeological conditions and the geometrical configuration of the impervious strata are suitable. Upstream blankets lengthen the flow path and reduce the hydraulic gradient (hence the flow quantity) and uplift pressures below the dam.

A natural silt blanket of appreciable thickness may exist upstream of the dam over a major part of the reservoir that has only to be supplemented in places. In such cases the silt layer may be connected to the dam by an economical combination of an impervious cutoff and extension blanket e.g., Hammam Gouz Dam (Hamoul, 1991). Seepage through a foundation of alluvial material that is discontinuous and heterogeneous may be controlled by lengthening the paths of leakage through construction of an impervious blanket, either alone or in combination with a partial cutoff. Specific problems, such as filter compatibility to prevent the formation of sinkholes, have to be considered (e.g., Tarbela Dam; Nawaz et al., 1970; Bhatti, 1994). Where a naturally occurring upstream blanket is present, it should be disturbed as little as possible during construction. Experience has shown that blankets placed on unsaturated abutment soils have not performed satisfactorily (de Mello 1977, 1999).

### **4.5. TREATMENT BY DRAINAGE MEASURES**

#### **4.5.1. General**

Foundation drainage is provided to reduce uplift pressures and to check and control seepage through the impervious elements, which could constitute a risk for the stability of the dam. It is an extremely important measure because of its effectiveness. In addition, costs are relatively low (Gomez Laa et al., 1985).

The entire drainage system should be subjected to constant surveillance during the life of the structure and in particular during first filling and the first years of operation. This surveillance could include, in addition to seepage flow monitoring,

débits d'écoulement, la qualité chimique de l'eau et le potentiel de transport de sédiments (voir aussi Chapitre 5). Le système de drainage devrait être conçu pour permettre un nettoyage régulier et éventuellement la réparation des drains individuels et du collecteur.

#### **4.5.2. Drainage dans le roc**

Dans les fondations rocheuses, les objectifs du drainage sont généralement réalisés par la construction d'un rideau de drainage qui consiste en des trous forés à l'aval des éléments imperméables et à partir d'une galerie périphérique, i.e. soit des galeries d'injection, soit des galeries et puits spécialement aménagés pour le drainage. Dans certains cas, le drainage à partir de la face aval ou de la surface du roc peut être efficace, i.e. barrages-voûtes minces sans galeries.

Là où existent des phénomènes karstiques, il y a risque d'avoir un chemin d'écoulement non intersecté par un patron de trous de drainage suffisamment étendu si ce chemin a déjà échappé au traitement par rideau d'injection. Ceci implique que toutes les voies potentielles de fuite couvrant les premiers mètres de la fondation de la structure et des appuis doivent être explorées par un réseau dense de forages d'exploration peu profonds et, si nécessaire, au moyen de puits. Les vides détectés devraient être scellés soigneusement et les zones douteuses traitées au moyen de filtres adéquats. Ceci est particulièrement important dans le cas de barrages en remblai.

Dans le cas de roc à joints très serrés et fermés, un système de drainage efficace est généralement plus important qu'un traitement de scellement parce que ce dernier peut s'avérer être une tentative futile d'amélioration de l'étanchéité au moyen d'injections coûteuses, difficiles et aléatoires. Le système de drainage peut devenir l'élément principal ou même le seul élément pour contrôler l'écoulement souterrain et dissiper les pressions interstitielles. Dans ce cas, l'injection n'assumerait rien de plus que la fonction supplémentaire de fermer un trou de drainage exhibant un écoulement qui augmente avec le temps, montrant des particules en suspension ou ayant un débit considéré économiquement inacceptable (Gomez Laa et al., 1985).

#### **4.5.3. Drainage dans le mort-terrain**

Un tapis de drainage (ou bandes de drainage) le long de la base aval d'un barrage en remblai est recommandé si l'épaulement aval et la fondation de mort-terrain ne sont pas suffisamment auto-drainantes. Souvent il est suffisant d'installer une tranchée drainante (drain de pied) au pied du remblai. On veillera, par l'utilisation de filtres appropriés, à ce que les particules fines des fondations ne soient pas transportées dans le système de drainage. Dans les fondations constituées de couches ayant des perméabilités très différentes, il est convenable d'installer une rangée de puits drainants le long de la limite aval du barrage jusqu'aux couches les plus perméables afin de réduire les pressions de soulèvement.

the chemical quality of the water and the potential for sediment transport (see also Chapter 5). The drainage system should be designed to allow regular cleaning and possibly repair of the individual drains and of the collector.

#### **4.5.2. Drainage in rock**

In rock foundations drainage objectives are usually achieved by the construction of drainage curtains consisting of boreholes drilled downstream of the impervious elements and from a circumferential gallery, i.e. either the grouting galleries or galleries and shafts specially provided for drainage. In some cases drainage from the downstream face or the rock surface can be effective, i.e., thin arch dams without galleries.

Where karst phenomena are present, there is a risk of a seepage path not being intersected by a sufficiently extended pattern of drainage holes if this path has already escaped treatment by the grout curtain. This implies that all the potential escape routes over the first few meters of the foundation of the structure and the abutments should be explored by a dense network of shallow exploratory drillings and, if necessary, shafts. The detected voids should be sealed carefully, and the suspected zones treated by using suitable filters. This is of particular importance in the case of embankment dams.

In the case of very finely and tightly jointed rock an efficient drainage system is generally of greater usefulness than a treatment by sealing measures because the latter may just end up in a futile attempt to improve imperviousness by difficult, costly, and random grouting. The drainage system may become the main element or even the only element controlling underseepage and dissipating pore pressures. In this case grouting would assume no more than a supplementary function in closing a drainage hole exhibiting a seepage flow increasing with time, showing material in suspension, or having a discharge considered as economically unacceptable (Gomez Laa et al., 1985).

#### **4.5.3. Drainage in overburden**

A drainage blanket (or drainage strips) along the downstream base of an embankment dam is recommended if the downstream shell zone and foundation overburden are not sufficiently free-draining. Often it is sufficient to install a drainage ditch (toe drain) at the toe of the embankment. Care must be taken, by means of appropriate filters, to ensure that fines from the foundation are not carried into the drainage system. In foundations consisting of layers which have very different permeabilities, it is convenient to install a row of relief wells along the downstream edge of the dam to the more permeable layer to reduce uplift pressures.

## **4.6. TRAITEMENT PAR MESURES DE RENFORCEMENT**

### **4.6.1. Généralités**

Si le choix judicieux du type de barrage, les méthodes de traitement par excavation et les méthodes visant à améliorer les conditions hydrauliques de la fondation ne permettent pas d'obtenir une fondation suffisamment stable et des caractéristiques de déformation acceptable, alors la fondation du barrage nécessite un renforcement additionnel. L'amélioration des caractéristiques de telles fondations nécessite une évaluation soigneuse, une connaissance technique spécialisée, de l'adresse et, représente fort probablement un coût considérable.

Les mesures prises pour améliorer la résistance du terrain ne devraient pas devenir une norme, mais devraient être utilisées soit dans des zones isolées ou pour des problèmes particuliers rencontrés pendant la construction. L'objectif est d'adapter le projet au site plutôt que de modifier le site pour qu'il s'adapte au projet.

### **4.6.2. Renforcement du roc de fondation**

#### *4.6.2.1. Amélioration des propriétés mécaniques*

Le renforcement de la surface d'une fondation par le nettoyage et le remodelage de zones isolées de faiblesse, les injections de consolidation (ou tapis) pour sceller et consolider la surface du roc sont perçus comme des mesures de routine (voir aussi section 4.3).

Améliorer les propriétés mécaniques du roc jusqu'à une certaine profondeur pour rendre le comportement de la fondation plus ou moins homogène et diminuer les déformations correspondant aux cas de chargements successifs de la structure est une opération plus délicate. Les résultats dépendront essentiellement de la nature des joints, leur ouverture et leur degré de remplissage par du matériau d'altération.

Le renforcement par injection de consolidation demande une grande densité de forage (jusqu'à 0,2 ou 0,3 m/m<sup>3</sup>), l'utilisation de coulis ultra-fins parfaitement stabilisés et dispersés, et des pressions suffisamment élevées avec ou sans hydrojacking, selon les préférences du concepteur et les conditions géologiques structurales, dans le but d'assurer un remplissage efficace des joints de la masse rocheuse. L'efficacité du lavage des joints à l'air comprimé et à l'eau, possiblement associé à l'usage d'agents dispersifs, peut soulever des interrogations là où le remplissage des joints consiste en des argiles denses et tenaces. Les exemples d'amélioration, menant à une augmentation du module de déformation, généralement mesuré par des méthodes micro-sismiques, sont peu nombreux (Guinea et al., 1991).

#### *4.6.2.2. Amélioration des déficiences structurales*

La plupart des sites de barrage sont caractérisés par des discontinuités géologiques et des zones de faiblesse d'étendue et d'intensité variable. Plusieurs

## **4.6. TREATMENT BY STRENGTHENING MEASURES**

### **4.6.1. General**

If proper selection of dam type, excavation treatment, and the methods to improve the subsurface hydraulics of the foundation do not provide a foundation with sufficient stability and acceptable deformation characteristics, then the dam foundation requires additional strengthening. Improving the characteristics of such a foundation requires careful evaluation and specialized technical knowledge and skill and likely considerable cost.

The measures taken to improve the strength of the ground should not become a rule, but should be applied either to isolated areas or to particular problems encountered during construction. The intention is to make the project suit the site rather than modify the site to suit the project.

### **4.6.2. Strengthening of foundation rock**

#### *4.6.2.1. Improvement of mechanical properties*

Strengthening the surface of the foundation rock by stripping, reshaping and cleaning isolated zones of weakness, and consolidation (or blanket) grouting to seal and consolidate the surface zone of the rock is regarded as normal routine measures (see also Section 4.3).

Improving the mechanical properties of the rock to a certain depth so as to make the foundation behave as a more or less homogeneous body and to minimize deformation under the successive loading cases of the structure is a more delicate operation. The results will essentially depend on the nature of jointing, the joint openings, and the degree to which these joints are filled with weathered materials.

Strengthening by consolidation grouting calls for a high borehole density (of up to 0.2 or 0.3 m/m<sup>3</sup>), the use of grouts of ultra-fine grading perfectly stabilized and dispersed, and sufficiently high pressures, with or without hydro-jacking, according to the designer's preference and structural geological conditions, to ensure efficient filling of joints in the rock mass. The efficiency of washing joints with compressed air and water, possibly in combination with dispersing agents, may become questionable where joint fillings consist of dense and tenacious clays. Examples of improvements, expressed in an increase in the modulus of deformation usually measured by micro-seismic methods, are few in number (Guinea et al., 1991).

#### *4.6.2.2. Improvement of structural deficiencies*

Most dam sites are affected by geological discontinuities and zones of weakness of varying extent and magnitude. Numerous examples have shown, however, that

exemples ont montré, cependant, que de telles déficiences peuvent être résolues par un traitement adéquat (Londe, 1973; Goguel, 1991b). La nature et l'étendue du traitement varieront avec l'épaisseur de la discontinuité, l'importance du déplacement, le type et la compacité du matériau de remplissage, et les contraintes dues à la charge du barrage. Les anomalies structurales affectant les propriétés mécaniques des formations rocheuses et pouvant être corrigées peuvent être divisées en cinq classes:

- fissures larges ou étroites contenant très peu de sol lâche (produit de cisaillement ou de détérioration in situ),
- joints remplis de sable, silt ou sol argileux,
- fractures et failles recoupant la surface de fondation, ou intersectant la formation rocheuse près de la surface du terrain,
- fondation de surface caractérisée par une hétérogénéité prononcée,
- couches faibles dans des formations complexes et stratifiées ou dans du calcaire (incluant des plans des clivages prononcés dans des formations métamorphiques).

Il est impossible de résumer les techniques de renforcement de fondation rocheuse en critères généraux et instructions. Les conditions réelles des fondations sont variables à cause de la diversité des formations rocheuses, et les besoins varient selon le type de barrage, la distribution et l'importance des contraintes imposées. D'autre part, l'interaction entre la fondation mise sous charge et la structure du barrage doit être considérée.

**Renforcement par injection.** L'injection seule traitera efficacement les discontinuités de faible à moyenne dimension là où les joints plus ou moins ouverts permettent la pénétration du coulis ayant une résistance mécanique suffisante. Lorsque les joints sont remplis, les méthodes de lavage basées sur la circulation d'air et d'eau entre les forages peuvent être considérées; mais le risque demeure que les remplissages ponctuels de joints peuvent se ramollir sans être excavés complètement. En fait, c'est ce ramollissement que l'on essaie d'éviter par l'utilisation de coulis stables. Les pressions d'injection dans les derniers stages devraient être telles que le scellement des joints est assuré sur toute la zone de traitement.

**Renforcement par nettoyage et mise en place de béton.** Là où les joints remplis de matériaux argileux prédominent ou une zone de discontinuité d'épaisseur importante est rencontrée, il est nécessaire de recourir à des excavations ponctuelles et de les remplir de béton par injection.

S'il est nécessaire de remplacer une zone de faiblesse, des puits et galeries sont excavés dans cette zone et remplis de béton. Aussitôt qu'un tel élément est construit, il agit comme une clé de renforcement qui permet le transfert des contraintes de compression et est capable de supporter des contraintes de cisaillement (clé de cisaillement). Les barrages de Monteynard (Faivre & D'Arcier,



such problems can be overcome by appropriate treatment (Londe, 1973; Goguel, 1991b). The nature and extent of such treatment will vary with the thickness of the discontinuity, the amount of displacement, the type and compactness of potential fillings, and the stresses acting on it from the loading of the dam. Structural features of rock formations affecting mechanical characteristics and amenable to corrections can be divided into five classes:

- thick and small fissures containing minute loose soil (product of shearing or of in situ deterioration),
- joints filled with sand, silt, or clayey soil,
- fractures and faults cutting the foundation surface or intersecting the rock formation near the ground surface,
- foundation surface formation with pronounced heterogeneity,
- weak layers in complex and stratified formations or in limestones (including marked cleavage planes in metamorphic formations).

It is impossible to summarize rock foundation strengthening techniques in general criteria and instructions. Actual foundation conditions are variable because of the diversity in rock formations, and the requirements vary according to the type of dam and the distribution and magnitude of the imposed stresses. Furthermore, the interaction of the foundation under load and the dam structure must be considered.

**Strengthening by grouting.** Grouting alone will efficiently treat discontinuities of minor to medium size where more or less open jointing allows penetration of grout of sufficient mechanical resistance. Washing methods based on air and water circulation between boreholes can be considered. But a risk may exist that local joint fillings may soften without excavating them completely. In fact, it is just this softening which one tries to avoid by the use of stable grouts. The grouting pressures in their ultimate stage should be such that joint sealing is ensured over the entire zone of treatment.

**Strengthening by cleaning and concrete placement.** Where joints filled with clayey materials predominate or a discontinuity of major thickness is encountered, it is necessary to resort to spot excavations backfilled with concrete in conjunction with grouting.

If it is necessary to replace a zone of weakness, shafts and galleries are excavated in this zone and backfilled with concrete. As soon as such an element is constructed, it acts as a reinforcing key that allows the transfer of compressive stresses and is able to withstand shear stresses (shear key). The dams of Monteynard (Favre & D'Arcier, 1964), Clyde (Hatton et al., 1991), Longyangxia (Shi et al.,

1964), Clyde (Hatton et al., 1991), Longyangxia (Shi et al., 1991), ainsi qu'Itaipu (Moraes et al., 1982) sont des exemples typiques de cette méthode de renforcement.

Le renforcement des zones faibles peut aussi être complété par une série de galeries et puits remplis de béton et superposés sur toute la surface de la discontinuité, comme ce fut le cas lors du traitement du barrage-voûte de 105 m de hauteur de Nagawado (Fujii, 1970) et celui de Keban (Gilmore et al., 1991).

On doit porter une attention particulière au choix des méthodes d'excavation et de nettoyage pour s'assurer que les remplissages de joints ayant des propriétés mécaniques faibles soient enlevés, pour limiter le relâchement potentiel des contraintes et la fissuration des épontes de roc sain, et pour s'assurer qu'un contact et une adhésion satisfaisante du remplissage de béton soient obtenus. Les méthodes de décapage hydro-dynamique au jet d'eau à haut débit utilisées au barrage de Nagawado comptent parmi les solutions les mieux adaptées pour de tels traitements. Après le nettoyage, les joints sont remplis de béton ou mortier; le contact entre les deux est injecté pour remplir tout interstice associé au retrait du béton ou mortier ou causé par des remplissages incomplets près du contact. Les fissures ouvertes à proximité du joint rempli doivent également être injectées. Ce travail est réalisé plus efficacement à partir des galeries et des puits utilisés pour accéder aux zones nécessitant un traitement. Il est utile de conserver quelques-unes de ces galeries ou puits ouverts après la fin du traitement pour permettre l'inspection des mesures de renforcement des points de vue résistance et étanchéité.

### **4.6.3. Renforcement du mort-terrain**

#### *4.6.3.1. Méthodes disponibles*

Plusieurs types de méthodes sont disponibles pour améliorer les propriétés mécaniques des sols, soit dans leur ensemble soit dans le cas de zones isolées. Certaines de ces méthodes sont connues depuis longtemps, alors que d'autres n'ont été développées et utilisées que plus récemment. Elles peuvent être classées en deux groupes principaux:

- Les méthodes d'amélioration globale des sols, où l'utilisation des matériaux en provenance de l'extérieur est de peu d'importance. De telles méthodes incluent le compactage dynamique, le compactage par explosifs et la vibroflottation.
- Les méthodes d'amélioration des sols appliquées à des zones isolées, où les matériaux en provenance de l'extérieur constituent un élément essentiel. Deux sous-groupes peuvent être distingués, nommément (i) les colonnes de graviers et l'injection de compactage, où le matériau introduit dans le sol forme une inclusion qui n'est pratiquement pas mélangée avec le sol environnant, et (ii) les méthodes de malaxage profond et d'injection au jet, où le matériau introduit est mélangé avec le terrain in situ.

1991), and the foundation of Itaipu (Moraes et al., 1982) are typical examples of this reinforcing method.

Strengthening of weak zones may also be supplemented by providing a series of concrete-filled galleries and shafts superimposed over the whole surface of a discontinuity, as was done for the fault treatment of the 105 m high Nagawado arch dam (Fujii, 1970) and for Keban dam (Gilmore et al., 1991).

Particular attention is given to the selection of the excavation and cleaning methods in order to ensure that joint fillings of poor mechanical properties are removed, to limit potential stress relief and fissuring in the sound wall rock, and to make sure that a satisfactory contact and adhesion of the filling concrete is obtained. Hydro-dynamic stripping methods using water jets of high discharge as practiced at the Nagawado dam are among the best-adapted solutions for such treatments. After the cleaned-out joints are backfilled with concrete or mortar the contact between the two is grouted to fill any gaps created by shrinkage of the concrete or mortar and incomplete filling near the contact and also any nearby open fissures. This work is best accomplished from the galleries and shafts used to access the areas requiring treatment. It is useful to keep some of these galleries and shafts open after the treatment is complete to permit inspection of the reinforcing measures in terms of strength and watertightness.

### **4.6.3. Strengthening of overburden**

#### *4.6.3.1. Available methods*

Several varieties of methods are available for improving the mechanical properties of soils, either in their entirety or in isolated zones. Some of these methods have been known for years, while others have been developed and applied more recently. They may be classified into two main groups:

- Methods to improve soils globally, where the use of outside materials is of minor importance. Such methods include dynamic compaction, compaction by the use of explosives and vibroflotation.
  
- Soil-improving methods applied to isolated zones, where outside materials constitute an essential element. Two subgroups may be distinguished, namely: (i) stone columns and compaction grouting, where the material introduced into the soil forms an inclusion practically unmixed with the surrounding ground, and (ii) the deep-mixing and jet-grouting methods, where the material introduced is mixed with the in situ ground.

Quand le barrage est fondé directement sur le mort-terrain, deux considérations géologiques importantes sont :

- La capacité portante
- La résistance à la liquéfaction dans les sols non cohérents, surtout du point de vue des effets sismiques (pour plus de détails sur la liquéfaction, voir section 2.5.2).

La capacité portante des sols cohérents peut être améliorée par divers types de mesures de drainage lesquelles peuvent aider à accélérer le processus de consolidation. Pour les matériaux non cohérents les méthodes d'amélioration de terrain applicables sont le compactage in situ et l'installation d'un maillage de colonnes individuelles ou de cellules imbriquées qui améliorent la fondation dans son ensemble. Les méthodes suivantes s'appliquent :

- compactage statique ou dynamique (traitement à partir de la surface du terrain),
- traitement par vibration, permettant une augmentation de la densité en profondeur, effectué à partir de trous de forage,
- dynamitage à partir de trous de forage,
- injection de compactage,
- malaxage en profondeur,
- injection au jet.

Des précautions doivent être prises là où des inclusions (colonnes de gravier, malaxage en profondeur etc.) sont utilisées dans des sols faibles (particulièrement à grains fins) pour s'assurer que le terrain composé fonctionnera correctement. L'usage de colonnes de graviers dans les matériaux silteux est discutable sauf s'il peut être démontré que le terrain in situ est réellement en cours de densification.

#### 4.6.3.2. *Traitement à partir de la surface du terrain*

Le *chargement par étape* complété par des drains verticaux peut être utilisé dans le cas des remblais. Cette technique est généralement efficace sur des argiles molles, normalement consolidées.

Le *compactage dynamique* a été développé pour les terrains dont la pression interstitielle peut se dissiper et lorsqu'il n'y a pas de risque d'accumulation d'un choc à l'autre. La technique utilise un poids variant entre une et quelques tonnes qui est généralement hissé et lâché répétitivement d'une hauteur de 10 mètres. Cette technique est appliquée selon un patron de traitement approprié (Gambin, 1985).

#### 4.6.3.3. *Traitement à partir de trous de forage*

Les *traitements par vibration* sont utilisés depuis plusieurs années et consistent à enfoncer un outil vibrant profondément dans le terrain. Les vibrations de cet outil dans les directions horizontales ou verticales, ou les deux, sont induites par un moteur vibrant. Le moteur est situé à la surface du terrain ou localisé au fond du trou. Dans les terrains où la pression interstitielle peut se dissiper, la compacité est

Where the dam is founded directly on overburden, the two important basic geologic considerations are:

- Bearing capacity
- Liquefaction resistance in cohesionless soils, especially in view of seismic effects (for details on liquefaction see Section 2.5.2).

For cohesive soils, the bearing capacity can be improved by various types of drainage measures which all help to speed up the consolidation process. For cohesionless materials, ground improvement techniques that may be applicable to these considerations are in situ compaction and installing a grid of individual columnar elements or interlocking cells that improve the foundation as a whole. The following methods are applicable:

- Compaction, either static or dynamic (treatment from the ground surface),
- vibrotreatment, allowing deep-reaching density increase, carried out from boreholes,
- blasting carried out from boreholes,
- compaction grouting,
- deep mixing,
- jet grouting.

Caution is exercised where inclusions (stone columns, deep mixing etc.) are used in weak (particularly fine grained) soils to ensure the composite ground will function properly. Stone columns in silty material are questionable unless it can be shown that the in situ ground is in fact being densified.

#### 4.6.3.2. *Treatment from the ground surface*

*Stage-loading* aided by vertical drains can be used with fills. This technique is generally efficient for soft, normally consolidated clays.

*Dynamic compaction* has been developed for ground where pore water pressures can dissipate and there is no risk of accumulation from one shock to the next. A weight between one and several tons is dropped from a height of usually ten meters. This is done in an appropriate treatment pattern. (Gambin, 1985).

#### 4.6.3.3. *Treatment from boreholes*

*Vibrotreatment* has been used for many years and consists in sinking a vibrating device deep into the ground. The vibrations of this equipment in vertical or horizontal direction, or both, is induced by a vibrating motor. The motor is connected at ground surface to the tool line or is located down the hole. In ground where pore water pressures can dissipate, compactness increases around the tool

augmentée autour de l'axe de l'outil lors de la vibration. Dans les terrains où la pression interstitielle ne peut se dissiper, le trou de forage est rempli continuellement pendant la vibration au moyen de graviers, créant des inclusions qui améliorent la fondation dans son ensemble si une grille adéquate a été choisie (Hassouna & Shenouda, 1970; Solymar et al. 1984).

Le *dynamitage* est un procédé de densification in situ utilisant des explosifs selon une grille de trous de forage en distribuant dans l'espace et dans le temps des charges de puissance appropriée. L'impact des charges explosives cause une liquéfaction instantanée et locale des sols granulaires fins, saturés, lâches, sans cohésion; suite à la dissipation de l'excédent de pression interstitielle, une structure plus stable et plus dense est obtenue (Solymar et al. 1984; Dembicki & Zadroga, 1997).

Le *malaxage en profondeur* n'a pas pour but d'homogénéiser le terrain. Il permet de réaliser des inclusions de colonnes. Le maillage doit être bien défini dans le but d'être perçu comme une amélioration de l'ensemble de la fondation. Chaque colonne est réalisée au moyen d'un trou de forage dans lequel l'outil de malaxage est introduit. Cet outil mélange le sol in situ avec un liant hydraulique introduit dans le forage. Ce procédé est surtout utilisé dans les sables fins ou silteux afin d'améliorer les sols boueux sous les îlots artificiels. Le barrage de Jackson Lake aux États-Unis est un exemple remarquable de traitement de sol de fondation sujet à la liquéfaction par des malaxages en profondeur (Luebke et al., 1991).

L'*injection de compactage* est un procédé d'injection qui implique un déplacement des sols. En fait, ce procédé consiste à introduire dans un trou de forage un mortier peu fluide en l'injectant à haute pression (Warner et al., 1992; Bandimere, 1997). Le coulis pousse les parois du forage vers l'extérieur au lieu de pénétrer ou d'imprégner le sol in situ comme c'est le cas pour l'injection conventionnelle. Le mortier utilisé a un affaissement de quelques centimètres. Le déplacement des parois du forage résulte en une augmentation de la compacité du sol in situ. Ici aussi, la dissipation de la pression interstitielle doit être assurée pour faire agir la masse du sol comme un massif homogène. Autrement, le traitement agira comme une inclusion. Au barrage de Pinopolis Ouest, en Caroline du Sud, États-Unis (21 m de hauteur), l'injection de compactage a été utilisée pour minimiser le risque de liquéfaction (Baez & Henry, 1993).

L'*injection au jet*, tel que mentionnée à la section 4.4.4.2, consiste à fournir des inclusions solides sous forme de structure en colonnes de béton-sol qui améliorent la capacité portante de l'ensemble de la fondation.

## **4.7. OPÉRATION ET SUPERVISION DE LA CONSTRUCTION**

### **4.7.1. Généralités**

Cette section présente une discussion brève des aspects de construction relative au personnel de chantier, à la gérance et supervision de la construction, aux considérations contractuelles et aux pratiques concernant les risques souterrains. Tel que rapporté dans les sections précédentes, les activités de construction pour les fondations des barrages impliquent la dérivation des eaux de surface, l'excavation,

line when vibrating. In ground where pore pressures cannot dissipate, the borehole is filled under continuous vibrations with gravel, creating inclusions that improve the foundation as a whole if an appropriate treatment grid pattern is selected (Hassouna & Shenouda, 1970; Solymar et al. 1984).

*Blasting* is an in situ densification process using explosives through a grid of boreholes and a space and time distribution of charges of appropriate power. The impact of the explosive charges causes a local, instantaneous liquefaction of loose, cohesionless, saturated fine granular soils which upon dissipation of the excess pore water pressures results in a more stable and dense structure (Solymar et al. 1984; Dembicki & Zadroga, 1997).

*Deep mixing* is not intended to homogenize the ground. It provides a system of column inclusions. The grid pattern must be well defined in order to be regarded as an improvement of the foundation as a whole. Each column inclusion is built by a borehole into which a mixing tool is introduced. This tool mixes the in situ ground with a hydraulic binder introduced into the borehole. This process is mainly applied in fine or silty sands in order to improve mud soils under artificial islands. The Jackson Lake dam in the USA is an outstanding example of treating foundation soils susceptible to liquefaction by deep mixing (Luebke et al., 1991).

*Compaction grouting* is an injection process that involves displacement of soil. Actually, this process consists of introducing into a borehole a mortar of low fluidity, which is injected under pressure (Warner et al., 1992; Bandimere, 1997). The grout pushes the borehole walls outwards instead of penetrating or impregnating the in situ soil as is practiced in conventional grouting. The mortar used has a slump of a few centimeters. The displacement of the borehole walls results in an increase in compactness of the in situ soil. Here, too, dissipation of pore water pressures should be ensured in order to make the soil mass act as a homogeneous body. Otherwise the treatment will correspond to improvement by inclusion. At the 21 m high Pinopolis West dam in South Carolina, USA, compaction grouting was used to mitigate the liquefaction risk (Baez & Henry, 1993).

*Jet grouting*, as mentioned in Section 4.4.4.2, consists of providing solid inclusions in the form of column-like structures of soil concrete which improve the overall bearing capacity of the foundation.

## **4.7. CONSTRUCTION OPERATIONS AND CONSTRUCTION SUPERVISION**

### **4.7.1. General**

This section presents a brief discussion of construction aspects related to site personnel, construction management and supervision, contracting considerations, and practices to cope with subsurface risks. As shown in the preceding sections, construction activities for dam foundations involve the diversion of surface waters, excavation, stabilization of natural slopes and cuts, and ground treatment. The

la stabilisation des pentes naturelles et excavées et les traitements de terrain. Les commentaires présentés dans cette section sont généraux et devront être ajustés aux conditions légales, sociales et professionnelles qui prévalent dans chaque pays.

Tel que souligné dans le chapitre 1, la construction des fondations comporte, pour des raisons évidentes, de plus grands risques que la construction du barrage lui-même. Les quantités d'excavation plus grandes, des volumes additionnels de béton et les mesures de stabilisation plus importantes que prévues, etc., ont causé des délais et des coûts additionnels. Le succès des activités de construction de fondation nécessite des spécifications techniques de construction claires, complètes et réalistes, basées sur des données fiables et un niveau d'investigation du site proportionnelle à la difficulté du site. Néanmoins, dans un environnement de géologie complexe, les investigations avant construction ne peuvent pas éliminer complètement les inconnues et on doit envisager un certain nombre de risques potentiels (voir aussi section 4.4.2.7).

Les parties contractantes du projet doivent être appuyées par du personnel expérimenté et compétent, capable de traiter les uns avec les autres de bonne foi. La pratique démontre qu'aujourd'hui cependant ce n'est pas toujours le cas. Les relations hostiles sont au détriment du projet et conduisent à des retards, à la réduction de la qualité et finalement à des litiges coûteux. Le Bulletin 85 (CIGB, 1992b) discute des aspects plus généraux des relations entre les parties contractantes. Une condition préalable essentielle à la réalisation réussie de projets est que les points de vue de toutes les parties soient considérés et compris dans le cadre des relations contractuelles.

Des méthodes alternatives de construction, les séquences d'exécution, les échanciers et les coûts peuvent influencer grandement les programmes d'investigation, les méthodes de traitement et leur validation. Il peut être avantageux de rechercher l'avis d'un entrepreneur expérimenté pendant la phase de conception. Cette personne fera des revues de la constructibilité des plans et devis. D'autre part, l'entreprise peut engager un ingénieur ou un consultant technique pour développer des méthodes de construction alternatives moins coûteuses et menant à des économies de coûts, un service appelé «*value engineering*». Certains entrepreneurs, cependant, peuvent être hésitants à s'impliquer pendant la phase de conception, puisque cela pourrait les empêcher de participer à la phase de soumission ultérieure.

#### **4.7.2. Organisation de la construction**

La gérance des activités de construction comprend les principaux éléments suivants: (i) du personnel qualifié, (ii) de l'équipement adéquat, (iii) des échanciers réalistes et (iv) un contrôle de la qualité.

##### *4.7.2.1. Les membres de l'équipe de projet*

De façon générale, les participants au contrat incluent les parties suivantes: (i) le propriétaire, (ii) le consultant/concepteur et (iii) l'entrepreneur en construction.



comments given in this section are quite general and will have to be adjusted to the legal, sociological, and professional conditions prevalent in each country.

As pointed out in Chapter 1, construction for dam foundations carries, for obvious reasons, a greater risk than the construction of the dam itself. More excavation, additional volumes of concrete, and stabilization measures, etc., have caused time delays and cost overruns. Successful foundation construction activities require clear, complete, and realistic construction specifications, which are based on reliable data and an appropriate level of site investigation commensurate with the difficulty of the site. Still, in complex geological environments pre-construction site investigation cannot altogether eliminate uncertainties and consideration must be given to a fair allocation of potential risks (see also Section 4.4.2.7).

Project contracting parties must be supported by experienced and knowledgeable personnel with authority and commitment to deal with each other in good faith. Practice shows, however, that today this is not always the case. Adversarial relationships are detrimental to the project as they lead to delays, reduced quality, and finally to costly litigations. ICOLD Bulletin 85 (ICOLD, 1992b) discusses the more general aspects of the relationships between contracting parties. An essential prerequisite for successful project realization is that the views of all parties are considered and understood when entering into contractual relationships.

Alternative construction methods, execution sequences, time schedules, and costs can greatly influence foundation investigation programs, treatment methods, and validation. It may be advantageous to seek the advice of an experienced contractor during the design stage. This person will make constructability reviews of plans and specifications. On the other hand, the contractor may engage an engineer or technical consultant to develop alternative construction methods that are less costly and result in overall cost savings, a service termed as *value engineering*. Some contractors, however, may be reluctant to get involved during the design stage, as it may preclude them from bidding at a later time.

#### **4.7.2. Construction organization**

The management of construction activities comprises the following main elements: (i) qualified personnel, (ii) suitable equipment, (iii) realistic schedules, and (iv) quality control.

##### *4.7.2.1. Project team members*

Conventionally, the contracting participants include the following parties: (i) the owner, (ii) the consultant/designer, and (iii) the construction contractor. The

Le propriétaire est généralement représenté par un directeur de projet qui coordonne, surveille et administre le contrat de construction. Ces parties auront généralement différentes opinions et objectifs, lesquels doivent être pris en considération lorsque les lignes d'autorité et de responsabilité sont assignées. Plus de détails sur les caractéristiques de ces parties sont données dans le Bulletin 85 de la CIGB.

Les qualifications du personnel clé peuvent être décisives quant au succès d'un projet. Le prestige et le coût ne devraient pas influencer le choix. Les connaissances et l'expérience technique et de gérance sur des projets comparables est d'une importance primordiale. En général, il est avantageux d'impliquer le concepteur dans la gérance de la construction. Le coût du personnel qualifié est bas en comparaison avec le risque des changements de conception, des coûts et des délais. En particulier, l'entrepreneur en construction doit avoir le personnel de chantier qualifié qui est capable de reconnaître rapidement les difficultés potentielles et chercher une solution immédiate du problème.

#### *4.7.2.2. Organisation du projet*

Si le propriétaire manque d'expérience, il peut vouloir embaucher une quatrième partie indépendante pour le représenter dans ses négociations avec l'entrepreneur et le concepteur. Un tel agent de supervision doit avoir pleine autorité et devrait avoir le dernier mot sur tous les sujets concernant la fiabilité des ouvrages construits. Dans certains pays, il y a une provision pour un représentant des intérêts du public, surtout en ce qui concerne la sécurité des barrages et l'environnement.

Le propriétaire peut aussi souhaiter obtenir du support technique additionnel par l'intermédiaire d'un comité de consultants. Les membres du comité peuvent aider à déceler les déficiences de conception dès les premières étapes et peuvent proposer des alternatives qui peuvent mieux satisfaire les besoins du client. Leur participation devrait continuer pendant la construction et la mise en service initiale.

Le principe du quatrième oeil devrait régir toute prise de décision, i.e. les décisions devraient être prises par deux personnes indépendantes. Une de celles-ci devrait être le gérant de construction (projet) représentant le propriétaire.

Le gérant de projet de construction devrait être nommé personnellement par le propriétaire. Si une personne adéquate ne peut être trouvée à l'intérieur de l'organisation du propriétaire, une personne qualifiée d'une organisation extérieure devrait être engagée. Cet individu devrait être responsable seulement auprès du propriétaire lui-même. Le gérant de projet devrait avoir une grande autorité, clairement définie, et avoir à sa disposition un petit nombre de personnes qualifiées employées par le propriétaire, tel qu'un ingénieur résident, se rapportant directement à lui et l'assistant dans l'administration du contrat. Il ne devrait pas seulement compter sur les consultants externes, les spécialistes externes et les entrepreneurs.

owner is usually represented by a construction manager who coordinates, monitors, and administers the construction contract. These parties will usually have different viewpoints and objectives which must be taken into account when assigning authorities and responsibilities. More details on the characteristics of these parties are given in ICOLD Bulletin 85.

The qualification of key personnel can be decisive for the success of a project. Prestige and costs should not influence the choice. Technical and managerial know-how and experience with comparable projects are of utmost importance. In general, it is advantageous to involve the designer in construction management. The cost of qualified manpower is low as compared to the risk of design changes, cost and time overruns. In particular, the construction contractor must have experienced field personnel who are able to quickly recognize potential difficulties and seek immediate problem resolution.

#### *4.7.2.2. Project organization*

If the owner lacks experience, he may want to appoint an independent fourth party to represent him in dealing with the contractor and the designer. Such a supervisory agency should be provided with high authority and should have the final say in all matters concerning the reliability of the constructed facility. In some countries there is provision for a supervising body who represents the interest of the public, mainly with respect to dam safety and the environment.

The owner may also wish to obtain additional technical support by using the services of a Board of Consultants. Board members can help to detect design deficiencies at an early stage or may propose design alternatives, which better satisfy the needs of the client. Their employment should continue during construction and initial operation.

The four-eyes principle should govern all decision making, i.e. decisions should be made by at least two independent persons. One of these should be the construction (project) manager representing the owner.

The construction manager should be personally appointed by the owner. If a suitable person cannot be found inside the owner's organization, a qualified person from an outside organization should be hired. This individual should be responsible only to the owner himself. The construction manager should have extensive and clearly defined authority, and at his disposal a small number of qualified people employed by the owner, such as a resident engineer, reporting directly to him and assisting him in contract administration. He should not rely solely on external consultants, external specialists, and contractors.

L'exécution des travaux de fondation doit toujours être accompagnée de la technologie du concepteur pour atteindre un produit optimal. En conséquence, il y a deux lignes de décisions parallèles pour la majeure partie de la durée du projet. Les décisions de conception sont prises par le gérant de conception du projet et l'ingénieur de barrage (conception), alors que les décisions d'exécution sont prises par le gérant de projet (construction) (ou son représentant) et les entrepreneurs.

#### 4.7.2.3. *Contrôle de la qualité et du programme de construction*

Le haut standard de performance des projets de barrage requiert un contrôle continu de la qualité de tous les travaux exécutés. L'existence d'un système de gestion de qualité certifié et approuvé, e.g., en accord avec l'Organisation Internationale des Standards (ISO), peut aider à améliorer la qualité du côté de l'entreprise, mais n'est pas une garantie en elle-même. L'organisme de supervision devrait alors être impliqué dans toutes les questions importantes de conception et s'assurer de la conformité des paramètres de conception avec les conditions réelles de fondation révélées durant l'excavation.

Les programmes de projet et de construction doivent être réalistes et doivent tenir compte des modifications si nécessaire. Ils devraient être planifiés avant les soumissions et prévenir l'entrepreneur de toute difficulté des séquences de construction avant la soumission. Ils doivent aussi inclure du temps réservé pour le processus décisionnel et les événements inattendus. Le chemin critique doit être clair en tout temps. Le programme formera la base de temps pour les achats des matériaux requis, fournitures, machinerie et équipement. Il doit de plus fournir l'organisation du personnel.

### **4.7.3. Considérations contractuelles**

#### 4.7.3.1. *Répartition des risques*

La répartition des risques géologiques doit être déclarée très clairement dans le contrat. Il y a plusieurs types de contrat de construction qui attribuent différentes responsabilités à l'entrepreneur. En ce qui concerne le partage de risque, deux grands groupes de contrat peuvent être distingués (Donnelly, 1999):

- l'ingénierie, achat et gérance de construction de type (EPCM)
- le type conception-construction

Dans le type de contrat EPCM, toutes les parties partagent les risques de construction. La soumission est basée sur l'information adéquate des conditions du site, et le contrôle de la qualité est assuré par la présence d'un gérant de projet. Si les conditions rencontrées ne sont pas celles identifiées dans le contrat, le propriétaire compense l'entrepreneur pour les coûts additionnels.

Dans le type de contrat conception-construction, la responsabilité de toutes les tâches du projet est assignée à un seul entrepreneur, et le propriétaire a différentes options pour transférer les risques souterrains à l'entrepreneur. Il est possible

Execution of the foundation works must always be accompanied by input from the designer to achieve an optimal product. Hence, for most of the project time two parallel decision lines exist. Design decisions are made by the design project manager and the dam (design) engineer, whereas execution decisions are made by the construction project manager (or his representative) and the contractors.

#### *4.7.2.3. Quality and construction-schedule control*

The high performance standard for dam projects requires a continuous quality control of all executed works. The existence of a certified and approved quality management system, e.g., according to the International Standard Organization (ISO), on the contractor's side may help to improve quality, but does not guarantee quality by itself. The supervisory body should therefore be involved in all important questions of design and ensure the conformity of design parameters with the real foundation conditions revealed during excavation.

Project and construction schedules must be realistic and allow for amendments if necessary. They should be planned prior to bidding and make the contractor aware of any difficult construction sequences prior to the bid. They must also include reserve time for decision making and for unexpected events. The critical path must be clear at all times. The schedule will form the time basis for purchasing the required materials, supplies, machinery and equipment. It must further provide for manpower organization.

### **4.7.3. Contracting considerations**

#### *4.7.3.1. Risk allocation*

The allocation of geological risks must be stated very clearly in the contract. There are several types of construction contracts which place different responsibilities on the contractor. With respect to risk sharing, two broad groups of contract can be distinguished (Donnelly, 1999):

- the engineering, procurement, and construction management (EPCM) type
- the design-build type

In the EPCM contract all parties share in the construction risks. The bid is based on adequate information on the site conditions, and quality control is ensured by the presence of a construction manager. If site conditions are encountered which are not covered in the contract, the owner compensates the contractor for additional costs.

In a design-build type contract the responsibility for all project tasks is assigned to a single contractor and the owner has various options to transfer subsurface risk to the contractor. It is possible to use disclaimers without providing either adequate

d'utiliser des exonérations de responsabilité<sup>18</sup> sans fournir soit l'information souterraine adéquate, soit une allocation pour des investigations additionnelles. Cette pratique peut, cependant, mener à une augmentation des coûts et des délais (e.g. si l'entrepreneur devient insolvable parce qu'il a sous-estimé les difficultés du site) et ce n'est peut-être pas à l'avantage du propriétaire. De plus, cette pratique peut ne pas conduire à une vraie soumission compétitive parce qu'avec une insuffisance ou absence de données en main, une comparaison des soumissions basée sur le travail à faire est difficile et non réaliste. Une meilleure option est de tenter de réduire les risques de l'entreprise en lui fournissant l'information souterraine adéquate, la rendant capable d'apprécier les conditions géologiques et géotechniques du site.

Avec un contrat de type EPCM, une connaissance insuffisante des conditions souterraines peut mener à des changements de conception causant une augmentation des coûts et des délais au projet. Les conséquences financières des changements de conception augmentent avec l'avancement du projet et avec l'argent déjà dépensé. Les risques de l'entrepreneur peuvent être atténués par une clause "Conditions du site différentes" renvoyant au propriétaire les responsabilités appropriées pour les difficultés imprévues concernant les conditions du site découvertes pendant les excavations.

Des clauses semblables sont nécessaires pour couvrir les risques non techniques, tels que l'augmentation des prix, les changements de taux de change, les taxes, etc. D'une façon générale, le contrat doit inclure des règles claires et équitables pour résoudre les contestations techniques et contractuelles à l'amiable et efficacement, sans long arbitrage ou litiges. Il est recommandé de planifier le recours à un groupe de décision compétent et neutre, ou de s'entendre sur le choix des experts.

#### 4.7.3.2. Documents contractuels

Les documents de soumission et les clauses contractuelles ont un impact majeur sur l'exécution des travaux. Ils peuvent entraver ou stimuler l'avancement de la construction et peuvent influencer la rentabilité globale du projet. Les documents de soumission devraient inclure un document contenant l'information du site pour l'entrepreneur. Ceci peut varier avec les données factuelles seulement jusqu'à l'information complète de toutes les investigations incluant les interprétations géologiques et les calculs précisant les zones à problèmes. Donnelly (1999) recommande de divulguer toutes les données factuelles et l'interprétation de l'ingénieur, mais en distinguant clairement entre information factuelle et interprétative.

Les devis de construction des fondations devraient notamment inclure et définir clairement les méthodes de mesure et de paiement de chaque item, les méthodes à utiliser ou le résultat final à obtenir pour chaque type de traitement proposé, des réserves pour les changements de conception et différentes conditions de terrain, essais de performance, etc. (Goldbloom, 1989).

---

<sup>18</sup> De l'anglais « disclaimers »

subsurface information or allowance for additional investigations. This practice may, however, lead to increased cost and delays (e.g. if the contractor becomes insolvent because he has underestimated site difficulties) and may not be to the owner's advantage. Moreover, this practice will also not lead to truly competitive bidding because with insufficient data or no data at all at hand, a comparison of the bids based on the work to be done is difficult and not realistic. A better option is to attempt reducing the contractor's risk by supplying him with appropriate subsurface information enabling him to portray the geological and geotechnical conditions at the site.

With an EPCM type contract inadequate knowledge of the subsurface conditions may lead to design changes causing increased costs and project delay. The financial consequences of design changes increase with the progress of the project and with the money already spent. The contractor's risk can be mitigated by a "Differing Site Conditions" clause shifting the appropriate responsibility for unforeseen difficulties in site conditions discovered during excavation to the owner.

Similar clauses are necessary to cover non-technical risks, such as price increase, changes in exchange rate, taxes, etc. As a rule, the contract shall include clear and fair rules to resolve technical and contractual disputes amicably and efficiently, without lengthy arbitration or litigations. It is advisable to provide for competent and neutral decision bodies, or to agree on suitable experts.

#### 4.7.3.2. *Contract documents*

Tender documents and contract clauses have a major impact on the execution of work. They may hamper or stimulate construction progress, and can influence the overall economy of the project. The tender package should include a document containing site information for the contractor. This may range from factual data only to complete disclosure of all investigations including engineering interpretations with calculations and pointing out potentially problematic areas. Donnelly (1999) recommends disclosing all factual data and an engineer's interpretation but distinguishing clearly between factual and interpretative information.

Specifications for foundation construction should, among other items, include and clearly define the methods for measurement and payment for each item, the methods to be used or the end result to be achieved for each kind of treatment proposed, provisions for changes in design and differing ground conditions, performance tests, etc. (Goldbloom, 1989).

Les exigences de qualité doivent être claires et sans détour et le degré de qualité ne devrait pas être plus élevé que nécessaire. Les quantités ne devraient pas inclure les imprévus.

#### 4.7.3.3. *Soumission et adjudication de soumission*

Pour choisir le meilleur type de document contractuel, les règles suivantes devraient être suivies: Le meilleur entrepreneur et non le moins cher doit être recherché, i.e. celui qui démontre qu'il peut fournir la meilleure performance globale. Les critères d'évaluation pour choisir le "meilleur" entrepreneur devraient inclure l'expérience technique associée à des projets semblables ou apparentés. Une qualification globale peut avoir plus de valeur que l'expérience dans un secteur très limité et spécialisé de construction. Les ressources en personnel et financières sont de très haute importance. Certaines organisations requièrent que le contrat soit donné au plus bas des soumissionnaires pré-qualifiés. La pré-qualification aide à éliminer les soumissionnaires sans expérience et aux ressources financières insuffisantes.

La procédure de soumission devrait accorder suffisamment de temps pour l'évaluation des soumissions, des clarifications contractuelles, la planification détaillée et la mobilisation de la construction. Pour éviter un échéancier trop serré, il peut s'avérer nécessaire de donner un contrat spécial pour les travaux de préparation. Dans le type de contrat conception-construction, le propriétaire doit reconnaître que le fait de laisser un futur entrepreneur deviner les risques géologiques parce que l'information n'existe pas ou n'est pas mis à sa disposition à un niveau suffisant n'est pas à l'avantage du projet et aura probablement un impact négatif sur les coûts.



Quality requirements must be clear and straightforward and quality should not be higher than necessary. Quantities should not include contingencies.

#### *4.7.3.3. Tendering and award of bid*

For selecting the most suitable type of contract package, the following rules should be followed: The best and not the cheapest contractor is to be sought, i.e. the one who demonstrates to deliver the best overall performance. Evaluation criteria for selecting the "best" contractor should include technical experience with similar or related construction. An overall qualification can prove more worthy than experience in a very limited and specialized sector of construction. Personnel and financial resources are of high importance. Some organizations require that the contract be awarded to the lowest of pre-qualified bidders. Pre-qualification helps to eliminate bidders with insufficient experience and financial resources.

The tendering procedure should allow ample time for the evaluation of tenders, for contract clarification, and for detailed planning and mobilization of construction. To prevent a time squeeze, it may be necessary to place a special contract for preparatory works. In a design-build type contract the owner must recognize that leaving a prospective contractor to guess the geological risks because information does not exist or is not made available at a sufficient level will not benefit project development and is likely to have a negative impact on costs.

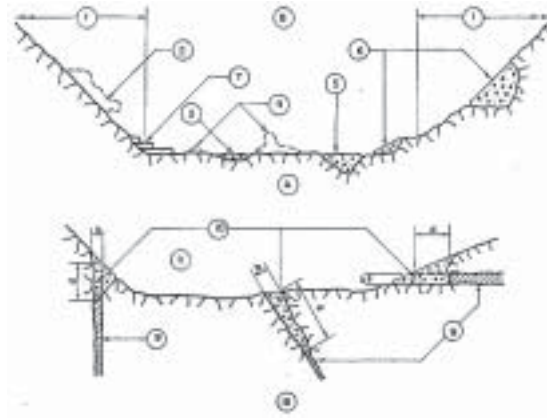


Fig. 4.1

Foundation surface trimming and dental treatments in core trench

*Ajustements de la surface de fondation et traitement dentaire dans la tranchée du noyau*

A) Surface trimming and backfill concrete in core trench

B) Dental treatment of weak, previous foundation features

- 1) Core trench side slope
- 2) Excavate remnant rock overhangs and steep faces to design cut slope
- 3) Clean potholes and for depths greater than 150 mm backfill with concrete
- 4) Remove or shape rock promontories
- 5) Remove loose rock blocks and backfill with concrete
- 6) Backfill with concrete and match exposed surface to design or local slope
- 7) Stepped vertical to near vertical rock faces higher than 300 mm are reshaped by excavation or backfill concrete to a slope of 1V:0.5H or flatter (treatment not shown)

8) Note: In longitudinal direction shape treatments to match nominally the design slopes and locally acceptable slopes

9) Feature: Fault, shear or fracture zone, open fracture, weak seam, or cavity

10) Remove loose material with feature and excavate adjoining rock to accommodate backfill concrete, or slush grout according to the table below

11) Note: Extend dental treatment of significant features 6 m downstream from top of core trench

Width of feature (b) :

- Less than 50 mm
- 50 mm to 300 mm
- 300 mm to 1.5 m
- Greater than 1.5 m

Depth of treatment (d):

- 100 mm (Slush grout)
- 3 times the width or to a depth where the opening is 12 mm or less
- 3 times the depth as directed by engineer

A) Ajustement de surface et béton de remplissage dans la tranchée du noyau

B) Traitement dentaire des fondations faibles et permmissibles

- 1) Tranchée du noyau, pente latérale
- 2) Excavation des surplombs et des parois abruptes à la pente de conception
- 3) Vides des trous et pour des profondeurs plus grande que 150 mm rempli de béton
- 4) Enlever ou remodeler les promontoires
- 5) Enlever les blocs de roc lâches et remplir de béton
- 6) Remplir de béton et ajuster les surfaces exposées à la conception ou pente locale
- 7) Les surfaces en escaliers rocheuses à sub-verticales de plus de 300 mm sont remodelées par excavation ou remplissage de béton jusqu'à une pente de 1V:0,5H ou plus faible (traitement non montré)

8) Note : Dans la direction longitudinale remodeler pour ajuster la conception des pentes originales et localement acceptable

9) Faille, zone de cisaillement ou de fractures, fissures ouvertes, horizon faible ou cavité

10) Enlever le matériau lâche avec particularité et excaver le roc adjacent pour accommoder le béton de remplissage ou mortier liquide selon le tableau suivant

11) Note : Étendre le traitement dentaire des particularités significatives 6 m en aval à partir du haut de la tranchée du noyau

Largeur de la particularité (b) :

- Moins de 50 mm
- 50 mm à 300 mm
- 300 mm à 1,5 m
- Plus grand que 1,5 m

Profondeur de traitement (d) :

- 100 mm (mortier liquide)
- 3 fois la largeur ou jusqu'à une profondeur où l'ouverture est de 12 mm ou moins
- 3 fois la profondeur selon les directives de l'ingénieur

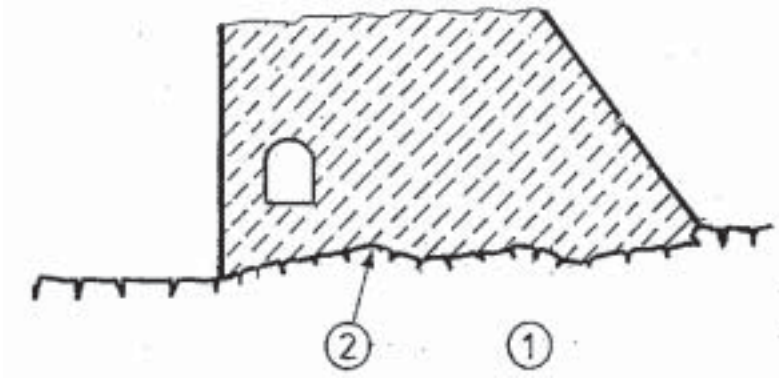


Fig. 4.2.  
Excavation geometry of gravity dams  
*Géométrie de l'excavation du barrage poids*

- 1) Rock
- 2) Slightly sloped excavation  
bottom increases the sliding  
resistance

- 1) *Roche*
- 2) *Un fond d'excavation légèrement  
en pente augmente la résistance au  
glissement*

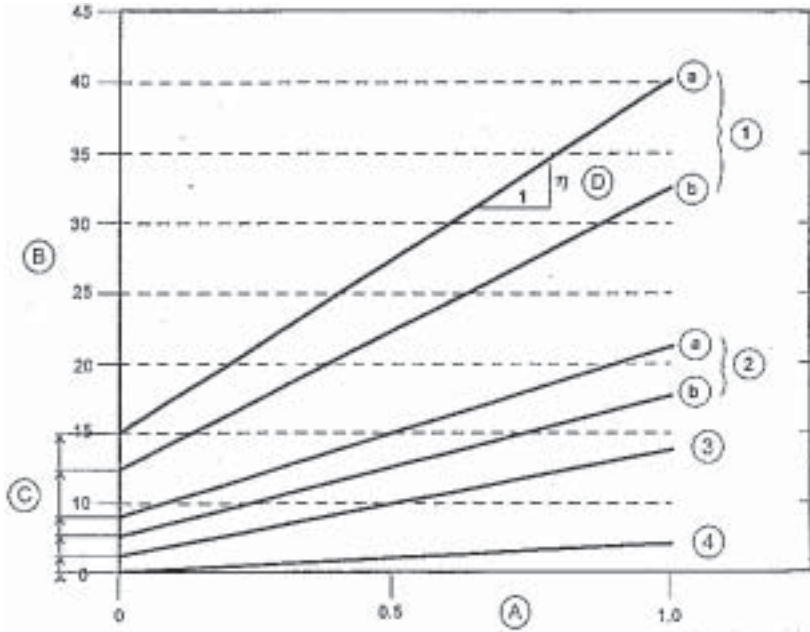


Fig. 4.3.

Comparison of grout rheograms (obtained from laboratory viscosimeter)  
*Comparaison de graphiques rhéologiques de coulis (obtenus au viscosimètre de laboratoire)*

(A) Shear gradient, rate of shear strain ( $s^{-1}$ )

(B) Shear stress (Pa)

(C) Yield strength (cohesion)

(D)  $\eta$ : dynamic viscosity

(A) Gradient de cisaillement, taux de la déformation de cisaillement ( $s^{-1}$ )

(B) Contrainte de cisaillement (Pa)

(C) Résistance ultime (cohésion)

(D)  $\eta$ : viscosité dynamique

1) Cement grout (c), water/cement ratio,  $w/c = 0.56$ , density of grout  $\rho = 1.78 \text{ Mg/m}^3$   
 (a) without additives (b) with additives

1) Coulis de ciment (c), rapport eau/ciment,  $e/c = 0,56$ , densité du coulis,  $\rho = 1,78 \text{ Mg/m}^3$   
 (a) sans additif (b) avec additifs

2) Bentonite-cement grout (bc),  $w/bc = 2.5$ ,  $\rho = 1.24 \text{ Mg/m}^3$   
 (a) without additives (b) with additives

2) Coulis bentonite-ciment (bc),  $e/bc = 2,5$ ,  $\rho = 1.24 \text{ Mg/m}^3$   
 (a) sans additifs (b) avec additifs

3) Microfine cement grout (mc),  $w/mc = 1.1$ ,  $\rho = 1.48 \text{ Mg/m}^3$

3) Coulis de ciment microfin (cm),  $e/cm = 1,1$ ,  $\rho = 1,48 \text{ Mg/m}^3$

4) Microsilica (ms) + micro-pulverized lime grout (mpl), with additives,  $w/(ms + mpl) = 0.8$ ,  $\rho = 1.48 \text{ Mg/m}^3$

4) Microsilice (ms) + chaux micro pulvérisée (mpl), avec additifs,  $e/(ms + mpl) = 0,8$ ,  $\rho = 1,48 \text{ Mg/m}^3$

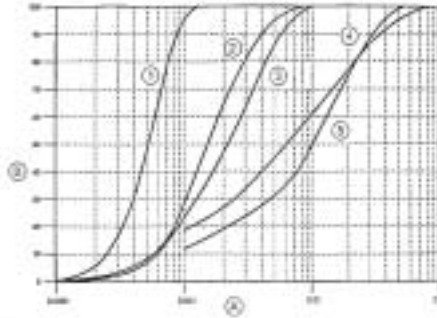


Fig. 4.4.

Comparison of grading curves conventional materials versus micropulverized materials  
*Comparaison des courbes granulométriques matériaux conventionnels vs matériaux micro pulvérisés*

(A) Diameter (mm)  
 (B) Throughput (%)

(A) Diamètre (mm)  
 (B) Rendement (%)

- 1) Microsilica
- 2) Micropulverized slaked lime
- 3) Microfine cement  
 (specific surface by Blaine: 12.000 cm<sup>2</sup>/g)
- 4) Bentonite
- 5) Fine cement  
 (specific surface by Blaine: 4200 cm<sup>2</sup>/g)

- 1) Microsilice
- 2) Chaux éteinte pulvérisée
- 3) Ciment microfin  
 (surface spécifique, Blaine : 12 000 cm<sup>2</sup>/g)
- 4) Bentonite
- 5) Ciment fin  
 (surface spécifique, Blaine : 4 200 cm<sup>2</sup>/g)

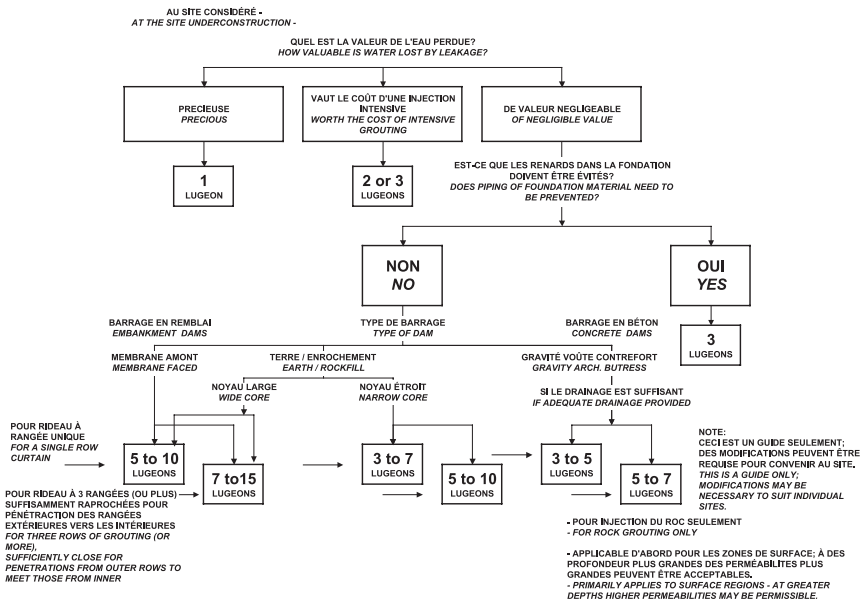


Fig. 4.5.

Guidelines to the need for grouting of a dam foundation on the  
 basis of water pressure test results (Houlsby, 1990)

*Guide pour les besoins en injection d'une fondation de barrage basée sur les résultats des essais d'eau sous  
 pression (Houlsby, 1990)*

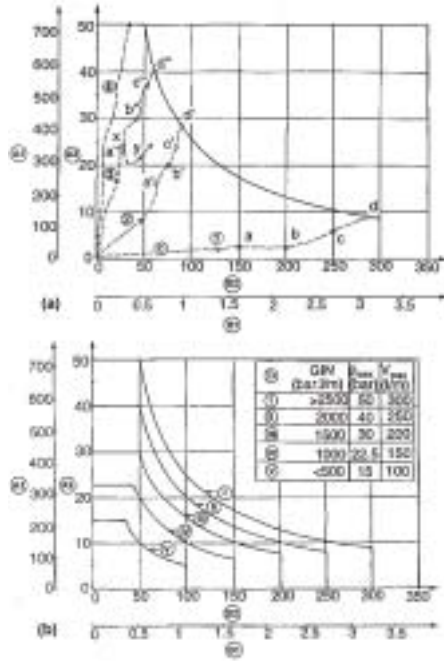


Fig. 4.6

GIN method: (a) Examples of grouting paths, (b) Proposed limiting envelopes for grouting (Lombardi & Deere, 1993)

Méthode GIN : (a) Exemples de cheminement d'absorption, (b) Enveloppes suggérées pour l'injection (Lombardi & Deere, 1993)

- A1- Grouting pressure, p (lb/in)
- A2- Grouting pressure, p (bar)
- B1- Volume of grout injected, V (ft³/ft)
- B2- Volume of grout injected, V (liters/m)
- C- Grouting path
- 1- p-V path, open fissure
- 2- p-V path, average fissure
- 3- p-V path, tight fissure
- 4- p-V path, extremely tight fissure
- x-y- Hydrofracturing
- D- Intensity
- I- Very high
- II- High
- III- Moderate
- IV- Low
- V- Very low

- A1- Pression d'injection, p (lb/po)
- A2- Pression d'injection, p (bar)
- B1- Volume de coulis injecté, V (pi³/pi)
- B2- Volume de coulis injecté, V (l/m)
- C- Cheminement de l'absorption
- 1- p-V, fissure ouverte
- 2- p-V, fissure moyenne
- 3- p-V, fissure étroite
- 4- p-V, fissure extrêmement fermée
- x-y- Hydrofracturation
- D- Intensité
- I- Très élevée
- II- Élevée
- III- Modérée
- IV- Faible
- V- Très faible

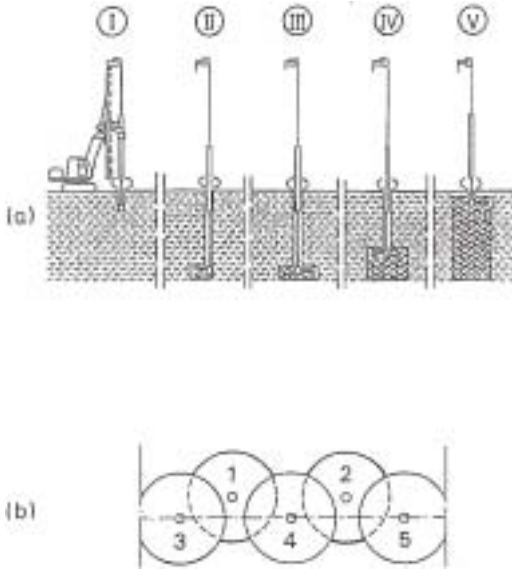


Fig. 4.7.

Jet grouting in overburden – columns

*Injection à haute pression au jet dans le mort-terrain – colonnes*

(a) Construction phases (I, II, ...)

(a) *Phase de construction (I, II, ...)*

(b) Mode of action

(b) *Façon d'agir*

(Sequence of the construction: 1, 2, ...)

(*séquence de construction : 1, 2, ...*)

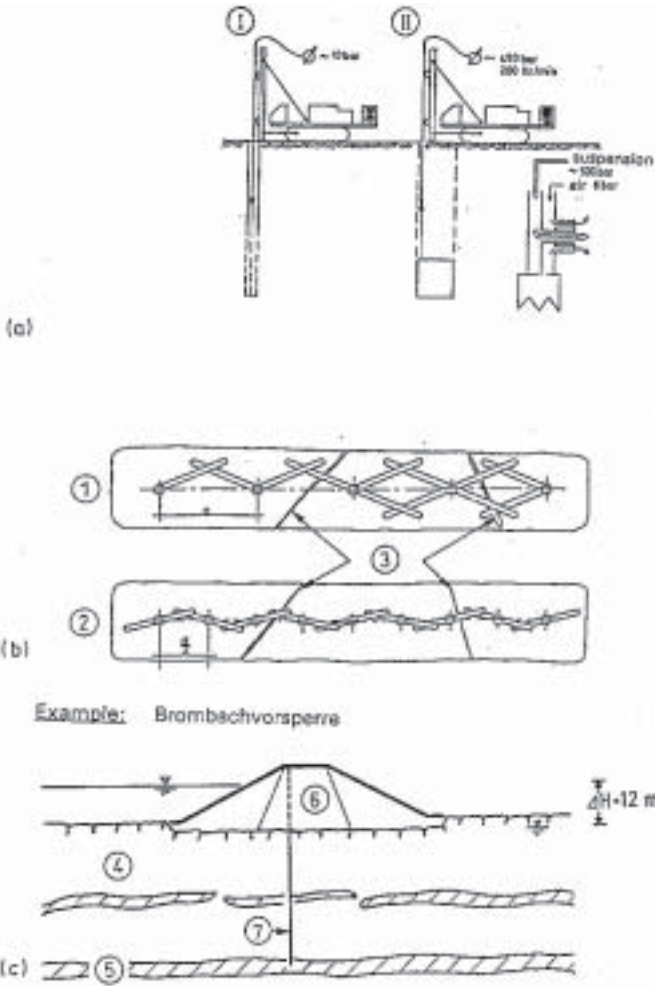


Fig. 4.8.

Jet grouting in overburden and weak rock - planar elements

*Injection à haute pression au jet dans le mort-terrain et le roc altéré - éléments planaires*

(a) Construction phases (I, II)

(b) Mode of action

(c) Example of sealing work by jet grouting:  
Brombachvorsperre (Germany)

(a) Phase de construction (I, II)

(b) Façon d'agir

(c) Exemple d'un travail d'injection au jet  
à haute pression : Brombachvorsperre (Allemagne)

1 Single jet

2 Double jet

3 Grouted cracks

4 Sandstone

5 Clay

6 Core

7 Jet grouting (22 000 m<sup>2</sup>)

1 Simple jet

2 Double jet

3 Fissures injectées

4 Grès

5 Argile

6 Noyau

7 Injection au jet haute pression (22 000 m<sup>2</sup>)



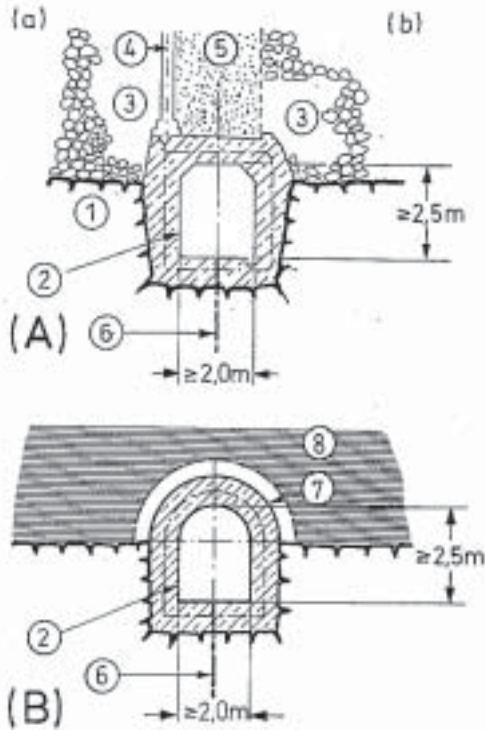


Fig. 4.9.  
 Examples of cut-and-cover galleries  
*Exemples de galeries en coupe et couvert*

(A) Cut-and-cover gallery in an embankment dam with asphaltic concrete core wall (Example)  
 (B) Cut-and-cover gallery in an embankment dam with clay core (Example)

(A) *Galerie en coupe et couvert dans un barrage en remblai avec un noyau à paroi asphaltique (Exemple)*  
 (B) *Galerie en coupe et couvert dans un barrage avec noyau d'argile (Exemple)*

(a) Upstream  
 (b) Downstream

(a) *Amont*  
 (b) *Aval*

- 1) Rock
- 2) Control gallery
- 3) Fill
- 4) Asphaltic concrete core wall
- 5) Filter
- 6) Grout curtain
- 7) Plastic material
- 8) Clay core

- 1) *Roc*
- 2) *Galerie de contrôle*
- 3) *Remblai*
- 4) *Parement de noyau avec béton bitumineux*
- 5) *Filtre*
- 6) *Rideau d'injection*
- 7) *Matériau plastique*
- 8) *Noyau d'argile*

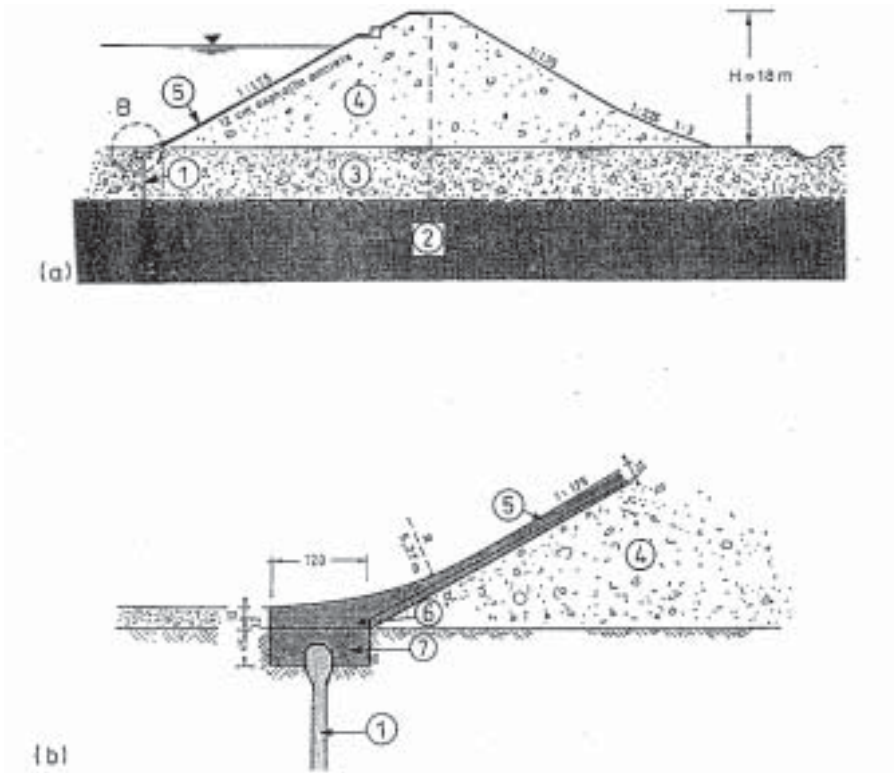


Fig. 4.10.  
 Dam of Lech, power plant Prem  
*Barrage de Lech, centrale hydroélectrique Prem*

(a) Dam cross section  
 (b) Detail B

(a) Section en travers du barrage  
 (b) Détail B

- 1) Vib wall
- 2) Moraine or lacustrine clay
- 3) Gravel
- 4) Gravel embankment
- 5) Facing (asphaltic concrete, 12 cm)
- 6) Base plate (asphaltic concrete)
- 7) Sealing cap (dense-plastic asphalt)

- 1) Mur vibré
- 2) Moraine ou argile lacustrine
- 3) Gravier
- 4) Remblai en gravier
- 5) Recouvrement (béton asphaltique 12 cm)
- 6) Assise (béton asphaltique)
- 7) Chapeau de scellement (asphalte dense et plastique)

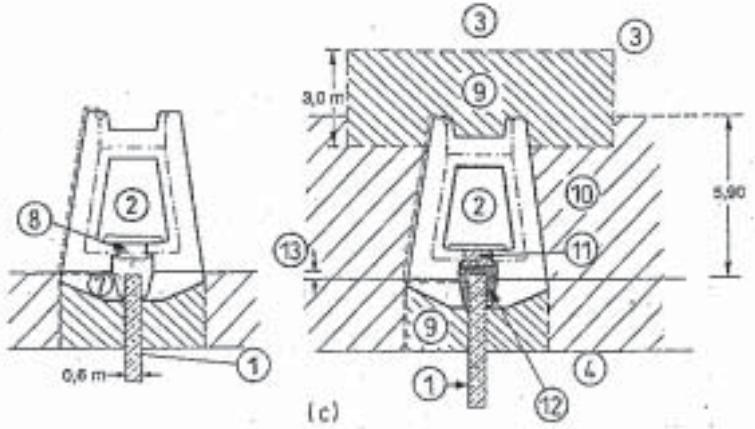
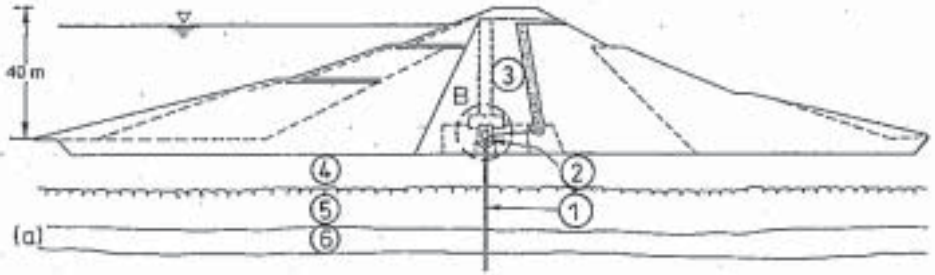


Fig. 4.11.  
Brombach dam  
*Barrage de Brombach*

- (a) Dam cross section  
(b) Detail B - prior to the construction of the embankment  
(c) Detail B - after the construction of the embankment

- 1) Diaphragm wall (concrete)
- 2) Control gallery (following the original design the two concrete parts at the top were intended for a connection structure between the gallery and an additional diaphragm wall)
- 3) Earth core
- 4) Fluvial deposits
- 5) Sandstone
- 6) Clay stone
- 7) Bedding concrete
- 8) Concrete beam
- 9) Deformation zone
- 10) Comparatively stiff zone of the earth core
- 11) Concrete (reinforced)
- 12) Mastic asphalt (poured in after the end of the embankment construction)
- 13) Settlements up to 0.5 m

- (a) Section en travers du barrage  
(b) Détail B - avant la construction du remblai  
(c) Détail B - après la construction du remblai

- 1) Mur diaphragme (béton)
- 2) Galerie de contrôle (selon la conception originale les deux parties en béton du dessus devraient créer une structure de connexion entre la galerie et le mur diaphragme additionnel)
- 3) Noyau en terre
- 4) Dépôts fluviaux
- 5) Grès
- 6) Argillite
- 7) Béton d'assise
- 8) Poutre en béton
- 9) Zone de déformation
- 10) Zone comparativement raide du noyau en terre
- 11) Béton (armé)
- 12) Asphalte malléable (ajoutée à la fin de la construction du noyau)
- 13) Tassements jusqu'à 0,5 m

#### 4.8. REFERENCES

A.F.T.E.S., 1989. Association Française de Tunnels et Ouvrages Souterrains, *Recommendations Concerning Grouting for Underground Works.*, 48 p.

ANIK, F. & HAMON, M., 1970. The Oymapinar arch dam. Foundation problems. *Trans. 10<sup>th</sup> ICOLD*, Montreal, 4:500-506

ANON., 1993. Jet grouted cut-off is used at Pergau in Malaysia. *Int. Water Power & Dam Construction*, 4:31-34.

ANTONOPOULOS, G.C., KONSTANTELLOS, C. & ZIPPARRO V.J., 1991. Concrete cutoff walls and grouting galleries design considerations. *Trans. 17<sup>th</sup> ICOLD*, Vienna, Q 66, R 65, 3:1225-1240.

BAEZ, J.I. & HENRY, J.F., 1993. Reduction of liquefaction potential by compaction grouting at Pinopolis West dam, SC. In: *Geotechnical Practice in Dam Rehabilitation*, L.R. Anderson, ed., ASCE Geotechnical Special Publication, No. 35, pp. 493-506.

Bandimere, S.W., 1997. Compaction grouting – state of practice. In: *Grouting: Compaction, Remediation and Testing*. ASCE Geotechnical Special Publication No. 66, C. Vipulanandan, ed. pp. 18-31.

BAKER, W.H., ED., 1982. *Grouting in Geotechnical Engineering*. American Society of Civil Engineers, New York, 1018p.

BAKER, W.H., ED., 1985. *Issues in Dam Grouting*. American Society of Civil Engineers, New York, 165 p.

BEIER, H. & STROBL, TH., 1985. Resistance against internal erosion of various types of cut off walls in dam construction. *Trans. 15<sup>th</sup> ICOLD*, Lausanne, Q 58, R 22, 3:417-428.

BERGADO, D.T., AREEPITAK, CH. & PRINZL, F., 1984. Foundation problems on karstic limestone foundations in Western Thailand – a case of Khao Laem dam. In. *Sinkholes: Their Geology, Engineering and Environmental Impact. Proc. 1<sup>st</sup> Multidisciplinary Conf. on Sinkholes*, Orlando, Florida, B.F. Beck, ed., pp. 397-401.

BHATTI, A.M., 1994. Monitoring experience at Tarbela Dam. *Trans. 18<sup>th</sup> ICOLD*, Durban, Q 68, R 47, 1:763-780.

BORDEN, R.H., HOLTZ, R.D. & JURAN, I., EDS., 1992. *Grouting, Soil Improvement and Geosynthetics*. Geotechnical Special Publication no. 30, American Society of Civil Engineers, New York, Vol. 1, 736 p.

BOZOVIC, A., 1985. Foundation treatment for control of seepage. General Report, Q. 58, *Trans. 15<sup>th</sup> ICOLD*, Lausanne, 3:1467-1582.

BOZOVIC, A., BUDANUR, H., NONVEILLER, E. & PAVLIN, B., 1981. The Keban dam foundation on karstified limestone - a case history. *Bull. Int. Assoc. Engineering Geology* (IAEG), No. 24. pp. 45-51.

BREZNIK, M., 1998. *Storage Reservoirs and Deep Wells in Karst Regions*. Balkema, Rotterdam, 251 p.

BRUCE, D.A., 1994. Jet grouting. In: *Ground Control and Improvement*, P.P. Xanthakos, L.W. Abramson & D.A. Bruce, eds. John Wiley & Sons, Inc., New York, N.Y., pp. 580-683.

CHANDLER, R.J., ED., 1991. *Slope Stability Engineering, Development and Applications*. Inst. of Civil Engineers, Thomas Telford, London, 443 p.

CHASSARD, G. , MONNET, R., COTTET, P. & GANDAIS, M., 1991. Computer control and analysis of grouting parameters applied to the grout curtain of the Vieux Pré Dam - France. *Travaux*, Paris, May, pp. 106-112.

CHOI, Y.L., 1974. Design of horizontal drains. *J. Engineering Society of Hong Kong*, 2(4):526-534.

COOKE, J.B. & SHERARD, J.L., 1987. Concrete-face rockfill dam: II. Design. *J. Geotechnical Engineering*, ASCE, 113(10):1113-1132.

CORDING, E.J. ED., 1971. *Stability of Rock Slopes*. Proc. 13<sup>th</sup> Symp. Rock Mechanics, Urbana, Illinois, American Soc. of Civil Engineers, New York, 912 p.

CREEGAN, P.J., 1997. The asphalt concrete core for embankment dams. Proc. Conf. *Non-Soil Water Barriers for Embankment Dams*, USCOLD, Denver, p. 271-299

CROCE, A. & DOLCETTA, M., 1970. Behaviour of an earth dam founded on a deep formation of fluvio-glacial soils, *Trans. 10<sup>th</sup> ICOLD*, Montreal, Q 37, R 32, 2:571-590.

DEMBICKI, E. & ZADROGA, B., 1997. Polish experience in soil improvement using explosion techniques. *Ground Improvement*, 1(1):19-24.

DONNELLY, C.R., 1999. Coping with subsurface risks: Bidding practices that work. *Hydro Review Worldwide*, 7(2):14-20.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, 1995. *Execution of Special Geotechnical Works: Diaphragm Walls*. Draft CEN/TC288/WG1 N 106, Pr EN 1538, December, 51 p.

EWERT, F.-K., 1985. *Rock Grouting with Emphasis on Dam Sites*. Springer-Verlag, Berlin, 428 p.

EWERT, F.-K., 1992. The individual groutability of rocks. *Int. Water Power & Dam Construction*, 44(1):23-30.

EWERT, F.-K., 1996. The GIN- principle – a helpful method for rock grouting? *Int. Water Power & Dam Construction*, 48(2):17-19 & 48(4):36-40.

EWERT, F.-K., 1998. Doubts in GIN principle confirmed. *Dam Engineering*, 9(2):123-139.

FAIVRE, G., & D'ARCIER, F., 1964. La consolidation des appuis du barrage de Monteynard., *Trans. 8<sup>th</sup> ICOLD*, Edinburgh, Q 28, R 19,

FAUCHET, B., COUSSY, O., CARRÈRE, A. & TARDIEU, B., 1991. Poroplastic analysis of concrete dams and their foundations. *Dam Engineering*, 2(3):165-192.

FELL, R., MACGREGOR, P. & STAPLEDON D., 1992. *Geotechnical Engineering of Embankment Dams*. Balkema, Rotterdam, 675 p..

FENOUX, G.Y., 1988. Écrans en paroi réalisés après édification des remblais. Nouveaux outillages, nouvelles méthodes pour travaux neufs ou travaux de réparation. *Trans. 16<sup>th</sup> ICOLD*, San Francisco, Q 61, R 1, 2:1-26.

FLORES, R., RODRIGUEZ, J., KREUZER, H. & SCHNEIDER, T., 1985. Unusual grout curtain in karstic limestone for the El Cajon dam in Honduras. *Trans. 15<sup>th</sup> ICOLD*, Lausanne, 3:965-980 & 5:467.

FUJII, T., 1970. Fault treatment at Nagawado dam. *Trans. 10<sup>th</sup> ICOLD*, Montreal, Q 37, R 9, 2:147-169.

GAMBIN, M., 1985. Consolidation dynamique de fondations du barrage de Pénitas, au Mexique. *Revue Française de Géotechnique*, No. 30, pp. 59-67.

GANDAIS, M., 1987. Le Micron S coulis minéral écologique pour terrains alluvionnaires fins, *International Seminar AFTES*, Bordeaux, France, pp. 201-205.

GANDAIS, M. & DELMAS, F., 1987. High penetration C3S bentonite-cement grouts for finely fissured and porous rock. *Proc. Int. Conf. Foundations and Tunnels*, University of Edinburgh, 2:29-33.

GERARD, J. & CHAMMAS, F., 1975. La construction du barrage Reza Shah Kabir, en Iran. *Travaux*, Paris, October.

GILMORE, J. J., TILFORD, N.R. & AKARUN, R., 1991. Keban dam in Turkey - a large dam on karst. *Trans. 17<sup>th</sup> ICOLD*, Vienna, Q 66, R 61, 3:1125-1157.

GOGUEL, B., 1991a. Dam foundation in rock. General Report Workshop 3, *Proc. 7<sup>th</sup> Int. Congress Rock Mechanics*, Aachen.

GOGUEL, B., 1991B. Opening of the upstream heel of large arch dams: the case of Vouglains. Contributions and Discussions to Q. 65, *Trans. 17<sup>th</sup> ICOLD*, Vienna, 5:234-238.

GOLDBLOOM, J., 1989. *Engineering Construction Specifications*. Van Nostrand Reinhold, New York, 360 p.

GOMEZ LAA, G., ALONSO FRANCO, M. & ROMERO HERNANDEZ, J.L., 1985. Seepage control in Spanish dams. *Trans. 15<sup>th</sup> ICOLD*, Lausanne, Q 58, R 55, 3:921-935.

GOUVENOT, D., 1990. Les nouvelles techniques de reconnaissance et de traitement des sols. *Symposium Franchissements Souterrains pour l'Europe*.

GOUVENOT, D., LALAUNC, F. & VATTEMENT, H., 1989. Utilisation du nouveau procédé Microsol au barrage de Manantali. *Colloque Technique Comité Français des Grands Barrages*, Paris, Chapitre 2.3, pp. 1-21.

GRAYBILL, K. & LEVALLOIS, J., 1991. Construction of a cut off wall with hydrofraise through the core of Mud Mountain dam (USA). *Trans. 17<sup>th</sup> ICOLD*, Vienna, Q 66, R 49, 3:879-907.

GSAENGER, A., 1973. The asphalt sealing membrane of the dam of Lech power plant Prem. *Trans. 11<sup>th</sup> ICOLD*, Madrid, Q 42, R 16, 3:265-280.

GUERRERO, R. & SERAFIM, J.L., 1970. Problems relating to the foundation of El Atazar dam. *Trans. 10<sup>th</sup> ICOLD*, Montreal, Q 37, R 59, 2: 1143-1165.

GUINEA, A.R., QUILES APARISI, E. & FERNANDEZ-BOLLO, M., 1991. Traitement de la fondation du barrage José Torán. *Trans. 17<sup>th</sup> ICOLD*, Vienna, Q 66, R 13, 3:215-228.

HAMOUL, A., 1991. Travaux d'étanchéité du barrage de Hammam Grouz. *Trans. 17<sup>th</sup> ICOLD*, Vienna, Q 66, R 68, 3:1281-1295.

HASSOUNA, M.E. & SHENOUDA, W.K., 1970. Filling and compaction of sand by deep vibrators and vibratorollers in the High Aswan dam. *Trans. 10<sup>th</sup> ICOLD*, Montreal, C.1, 5:411-432.

HATTON, J.W., FOSTER, P.F. & THOMSON, R., 1991. The influence of foundation conditions on the design of Clyde dam. *Trans. 17<sup>th</sup> ICOLD*, Vienna, Q 66, R 10, 3:157-178.

HEJAZI, H.A., 1987. Use of concrete diaphragm wall to prevent cavernous underflow at a dam. In: *Karst Hydrogeology: Engineering and Environmental Applications*, B.F. Beck & W.L. Wilson, eds., *Proc. 2<sup>nd</sup> Multidisciplinary Conf. Sinkholes and the Environmental Impact of Karst*, Orlando, Florida, pp. 463-467.

HEITFELD, K.-H. & KRAPP, L., 1991. Problems associated with sulphate karst – flood control reservoir Salzderhelden/Germany. *Trans. 17<sup>th</sup> ICOLD*, Vienna, Q.66, R.16, 3:261-280.

HELAL, M. & KRIZEK, R.J., 1992. Preferred orientation of pore structure in cement-grouted sands. In: *Grouting, Soil Improvement and Geosynthetics*, R.H. Borden, R.D. Holtz & I. Juran, eds., Geotechnical Special Publication no. 30, American Society of Civil Engineers, New York, 1:526-540.

HOEG, K., 1993. *Asphaltic Concrete Cores for Embankment Dams*. Statkraft, Veidekke, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, 88 p.

HOEK, E. & BRAY, J.W., 1981. *Rock Slope Engineering*. 3<sup>rd</sup> ed., The Institution of Mining and Metallurgy, London, 358 p.

HOEK, E. & SHARP, J.C., 1970. Improving the stability of rock slopes by drainage. *Proc. Conf. Open Pit Mines*, Johannesburg, pp. 193-198.

HOULSBY, A.C., 1976. Routine interpretation of the Lugeon water test. *Quart. J. of Eng. Geology*, 9:303-313.

HOULSBY, A.C., 1985. Design and construction of cement grouted curtains. *Trans. 15<sup>th</sup> ICOLD*, Lausanne, Q 58, R 60, 3:999-1015.

HOULSBY, A.C., 1990. *Construction and Design of Cement Grouting: A Guide to Grouting in Rock Foundations*. Wiley, New York, 442 p.

IMRIE, A.S., MARCUSON III, W.F. & BYRNE, P.M., 1988. Seismic cutoff. *Civil Engineering*, Dec., pp. 50-53.

ICOLD, 1985. *Filling Materials for Watertight Cutoff Walls*. Bulletin 51, Int. Commission on Large Dams, Paris, 72 p.

ICOLD, 1986. *River Control During Dam Construction*. Bulletin 48a, Int. Commission on Large Dams, Paris, 301 p.

ICOLD, 1989. *Rockfill Dams with Concrete Facing*. Bulletin 70, Int. Commission on Large Dams, Paris, 118 p.

ICOLD, 1992a. *Bituminous Cores for Fill Dams*. Bulletin 84, Int. Commission on Large Dams, Paris, 90 p.

ICOLD, 1992b. *Owner, Consultants and Contractors, How to Improve Relationships*. Bulletin 85, Int. Commission on Large Dams, Paris, 61 p.

ICOLD, 1993. *Rock Foundations for Dams*. Bulletin 88 (by P. Londe), Int. Commission on Large Dams, Paris, 242 p.

ISSMFE, 1989. Diaphragm and slurry walls. Discussion Session 20, *Proc. 12<sup>th</sup> Int. Conf. Soil Mech. Found. Engrg.*, Rio de Janeiro, 5:3039-3059.

JAMES, A.N. & KIRKPATRICK, J.M., 1980. Design of foundations of dams containing soluble rocks and soils. *Quart. J. Eng. Geology*, 13(3):189-198.



KANJANAPHOL, L., HILTON, J.I. & MACPHERSON, P.M., 1982. Khao Laem dam foundation and right abutment treatment. *Trans. 14<sup>th</sup> ICOLD*, Rio de Janeiro, 2:681-699.

KAROL, R.H., 1982. Chemical grouts and their properties. In: *Grouting in Geotechnical Engineering*, W.H. Baker ed., American Society of Civil Engineers, New York, pp. 359-377.

KAROL, R.H., 1990. *Chemical Grouting*. 2<sup>nd</sup> ed., Marcel Dekker, New York.

KENNEY, T.C., PAZIN, M. & CHOI, W.S., 1977. Design of horizontal drains. *J. Geotechnical Eng. Division*, ASCE, 103:1311-1323.

KUTZNER, C., 1991a. Stable and unstable cement suspensions for rock sealing. *Proc. 7<sup>th</sup> Int. Congress Rock Mechanics*, Aachen, 3:1771-1774.

KUTZNER, C., 1991b. New criteria for rock grouting in dam engineering. *Trans. 17<sup>th</sup> ICOLD*, Vienna, 3:307-317.

KUTZNER, C., 1996. *Grouting of Rock and Soils*. Balkema, Rotterdam, 271 p.

LAUGA, R., PAUTRE, A., RONDOT, E., SCHNEIDER, B. & THÉRON, R., 1985. Réflexions sur les fondations de barrages en terrain karstique. *Trans. 15<sup>th</sup> ICOLD*, Lausanne, Q 58, R 76, 3: 1293-1310.

LAU, K.C. & KENNEY, T.C., 1984. Horizontal drains to stabilize clay slopes. *Canadian Geotech. J.*, 21:241-249.

LOMBARDI, G., 1985. The role of cohesion in cement grouting of rock. *Trans. 15<sup>th</sup> ICOLD*, Lausanne, Q 58, R 13, 3:235-261.

LOMBARDI, G., 1990. La perméabilité et l'injectabilité des massifs rocheux fissurés. *Revue Française de Géotechnique*, no.51, pp. 5-29.

LOMBARDI, G., 1996. Selecting the grouting intensity. *Hydropower & Dams*, 3(4):62-66.

LOMBARDI, G., 1997. GIN principle revisited. *Int. Water Power & Dam Construction*, 49(10):33-36.

LOMBARDI, G., 2003. Grouting of rock masses. In: *Grouting and Ground Treatment. Proc. 3<sup>rd</sup> Int. Conf.*, New Orleans, LA, ASCE Geotechnical Special Publication No. 120, L.F. Johnsen, D.A. Bruce & M.J. Byle, eds., 1:164-197.

LOMBARDI, G. & DEERE, D., 1993. Grouting design and control using the GIN principle. *Int. Water Power and Dam Construction*, 45(6):15-22.

LONDE, P., 1973. *Rock Mechanics and Dam Foundation Design*. Int. Commission on Large Dams, Paris, 104 p.

LUEBKE, T.A., MCCLAIN, J. & FARRAR, J.A., 1991. Application of SMW method to Jackson Lake dam modifications. *Trans. 17<sup>th</sup> ICOLD*, Vienna, Q 66, R 62, 3:1159-1177.

MACHADO, B.P., MARQUES FILHO, P.L., MATERÓN, B. & BECHIS, E., 1993. Pichi Picun Leufu – the first modern CFRD in Argentina. *Int. Symp. High Earth-Rockfill Dams*, Beijing, 1:317-326.

MARAGOTO, C., COTTET, P. & HAMELIN, J.P., 1992. L'informatique sur un chantier d'injection de barrage: Piedra del Aguila - Argentine. *Revue Travaux*, Paris, pp. 26-32.

MARQUES FILHO, P.L. & MACHADO, B.P., 2000. Foundation treatments. In: *J. Barry Cooke Volume*, R.T. Mori et al. eds., Chinese Committee on Large Dams, Beijing, pp. 5-25.

MARULANDA, A. & PINTO, N.L. DE S., 2000. Recent experience in design, construction, and performance of CFRD dams. In: *J. Barry Cooke Volume*, R.T. Mori et al. eds., Chinese Committee on Large Dams, Beijing, pp. 279-315.

DE MELLO, V.F.B., 1977. Reflections on design decisions of practical significance to embankment dams (17th Rankine Lecture). *Géotechnique*, 27:279-355.

DE MELLO, V.F.B., 1999. Personal communication.

MILANOVIĆ, P.T., 2000. *Geological Engineering in Karst*. Zebra Publishing Ltd., Belgrade, 347 p.

MILLET, R.A., PEREZ, J.Y. & DAVIDSON, R.R., 1992. USA practice slurry wall specifications, 10 years later. In: *Slurry Walls: Design, Construction and Quality Control*, ASTM STP 1129, D.B. Paul, R.R. Davidson & N.J. Cavalli, eds., American Society for Testing and Materials, Philadelphia, pp. 42-66.

MORAES, J., RODRIGUEZ VILLALBA, J., BARBI, A.L. & PIASENTIN, C., 1982. Subsurface treatment of seams and fractures in foundation of Itaipu dam, *Trans. 14<sup>th</sup> ICOLD*, Rio de Janeiro, Q 53, R 10, 2:179-198.

MULLER, J. & LAUNAY, J., 1974. Reza Shah Kabir dam in Iran - Rock stabilization by prestressing. *Comptes rendus du 7<sup>e</sup> Congrès de la Fédération Internationale de la Précontrainte*, New York, pp. 1-8.

NAWAZ, S., KHAN, S.K. & ALI NAQVI, S., 1970. Foundation treatment for underseepage control at Tarbela dam project. *Trans. 10<sup>th</sup> ICOLD*, Montreal, Q 37, R 60, 2:1167-1193.

NISHIGORI, T. & TAKIMOTO, J., 1991. Foundation treatment for alluvial deposits at Tadami dam. *Trans. 17<sup>th</sup> ICOLD*, Vienna, Q 66, R 24, 3:417-436.

N.O.K. (FORCES MOTRICES DU NORD-EST DE LA SUISSE), 1970. Les voiles d'injection du barrage de Limmernboden. *Trans. 10<sup>th</sup> ICOLD*, Montreal, Q 37, R 6, 2:101-121.

NONVEILLER, E., 1989. *Grouting Theory and Practice*. Elsevier, Amsterdam, 250 p.

PIRCHEER, W., 2000. Personal communication

PUJOL-RIUS, A., GRIFFIN, P., NEAL, J. & TAKI, O., 1989. Foundation stabilization of Jackson Lake Dam. *Proc. 12<sup>th</sup> Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.*, Rio de Janeiro, 2:1403-1406.

SAGASTUME, J.C. & JUAREZ, R.M., 1985. Foundation treatment in the Pueblo Viejo dam. *Trans. 15<sup>th</sup> ICOLD*, Lausanne, 3:1359-1369.

SEEMEL, R.N. & PARÉ, J.-J., 1979. Embankment dams - interfaces with foundations and adjoining structures. *Trans. 13<sup>th</sup> ICOLD*, New Delhi, Q 48, R 8, 1:125-141.

SEMBENELLI, P.G. & SEMBENELLI, G., 1999. Deep jet-grouted cut-offs in riverine alluvia for Ertan cofferdams. *J. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 125(2):142-153.

SHI, R., CHEN, F., DING, G. & ZHENG, J., 1991. Foundation treatment of Longyangxia arch gravity dam on the Yellow River, *Trans. 17<sup>th</sup> ICOLD*, Vienna, Q 66, R 90, 3:1681-1695.

SHROFF, A.V. & SHAH, D.L., 1992. *Grouting Technology in Tunnelling and Dam Construction*. Oxford & IBH Publishing, New Delhi, 614 p.

SIERRA, J.M., 1989. Concrete face rockfill dam foundation. In: *De Mello Volume*, Editora Edgard Blücher, São Paulo, pp. 423-446.

SNCOLD, 1985. Retrospective on Swiss dam foundation treatment. (Swiss National Committee on Large Dams. *Trans 15<sup>th</sup> ICOLD*, Lausanne, Q 58, R 12,,3:209-234.

SODERBERG, A.D., 1979. Expect the unexpected: Foundations for dams in karst. *Bull. Assoc. Eng. Geologists*, 16(3):409-425.

SODERBERG, A.D., 1988. Foundation treatment of karstic features under TVA dams. In: *Geotechnical Aspects of Karst Terrains: Exploration, Foundation Design and Performance, and Remedial Measures*, N. Sitar, ed., Geotechnical Special Publication No. 14, American Society of Civil Engineers, New York, N.Y., pp. 149-164.

SOLYMAR, Z.V., ILOBACHIE, B.C., GUPTA, R.C. & WILLIAMS, L.R., 1984. Earth foundation treatment at Jebba Dam site. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 110(10):1415-1430.

STROBL, TH., 1985. Sealing Keuper sandstone by means of jet-grouting. *Trans. 15<sup>th</sup> ICOLD*, Lausanne, Contributions and Discussions to Q. 58, 5:396-400.

STROBL, TH., 1989. Erfahrungen mit Untergrundabdichtung von Talsperren, dargestellt am Beispiel des Brombachspeichersystems. *Wasserwirtschaft*, 79(7/8):372-377.

STROBL, TH., 1991. Rock sealing under dams by means of a hydro mill. *Trans. 17<sup>th</sup> ICOLD*, Vienna, Q 66, R 74, 3:1401-1414.

STROBL, TH., 1994. Neue Erkenntnisse bei Schmaldichtungswänden mit einem Vorschlag für geänderte Ausschreibungsgrundlagen. 23. *Baugrundtagung*, Köln, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, Köln.

STROBL, TH. & LEININGER, G., 1987. Technische und wirtschaftliche Gesichtspunkte bei der Planung und Ausführung des Kontrollganges der Brombach-Hauptsperrre. *Die Wasserwirtschaft*, 77(6):354 - 375.

SUBCOMMITTEE ON GROUND IMPROVEMENT, 1997. Jet grouting. In: *Ground Improvement – Ground Reinforcement – Ground Treatment, Developments 1987-1997*, V.R. Schaefer, ed., ASCE Geotechnical Special Publication No. 69, pp.113-129.

TAKI, O. & YANG, D.S., 1991. Soil cement mixed wall technique. In: *Geotechnical Engineering Congress 1991*, Boulder, CO., ASCE Geotechnical Special Publication No. 27, 1:130-150.

USBR, 1976. *Design of Gravity Dams*. U.S. Bureau of Reclamation, Denver, 553 p.

USBR, 1977. *Design of Arch Dams*. U.S. Bureau of Reclamation, Denver, 882 p.

USBR, 1984. *Design Standards No. 13: Embankment Dams*. U.S. Bureau of Reclamation, Denver, 17 p.

VEDER, CH., 1979. *Rutschungen und ihre Sanierung*, Springer, Vienna, 231 p.

WALTHAM, A.C. & FOOKES, P.G., 2003. Engineering classification of karst ground conditions. *Quart. J. Eng. Geology and Hydrogeology*, 36:101-118.

WARNER, J., SCHMIDT, N., REED, J., SHEPARDSON, D., LAMB, R. & WONG, S., 1992. Recent advances in compaction grouting technology. In: *Grouting, Soil Improvement and Geosynthetics*, R.H. Borden, R.D. Holtz & I. Juran eds., ASCE Geotechnical Special Publication No. 30, 1:252-264.

WATAKEEKUL, S. & COLE, A.J., 1985. Cut-off treatment method in karstic limestone - Khao Laem dam. *Trans. 15<sup>th</sup> ICOLD*, Lausanne, Q 58, R2, 3:17-38.

WEAVER, K., 1991. *Dam Foundation Grouting*. American Society of Civil Engineers, New York, 178 p.

WILDNER, H., KLEIST, F. & STROBL, TH., 2002. Raising a dam crest using the mixed-in-place method to upgrade the sealing element. *Hydropower & Dams*, 9(2):37-41.

WILSON, S.D. & MARSAL, R.J., 1979. *Current Trends in Design and Construction of Embankment Dams*. American Society of Civil Engineers, New York, 125 p.

YANG, D.S. & TAKESHIMA, S., 1994. Soil mix walls in difficult ground. In: *In situ Deep Soil Improvement*. ASCE Geotechnical Special Publication No. 45, K.M. Rollins, ed., pp. 106-120.

YANAR, H., VAULOUP, L & AKNIL, G., 1992. The Berke high dam project in Turkey. *Int. Water Power & Dam Construction*, December, pp. 14-19.

XANTHAKOS, P.P., 1979. *Slurry Walls*. McGraw-Hill, 622 p.

ZINGG, W., 1964. Castiletto earthfill dam: In: *Behaviour of Large Swiss Dams*. C. Schum, B. Gilg, N. Schnitter & J.P. Stucky, eds., Swiss National Committee on Large Dams, Bern, pp. 285-295.

---

## 5. AUSCULTATION DES FONDATIONS

---

### 5.1. DÉFINITION ET ENVERGURE

#### 5.1.1. Objectifs et philosophie de l'auscultation

L'auscultation de la fondation d'un barrage comprend à la fois les inspections visuelles et les mesures des instruments. L'auscultation traitée dans ce Bulletin porte principalement sur la collecte et l'évaluation des données relatives au comportement des fondations du barrage achevé et de ses installations connexes une fois mises en service. Elle ne comprend pas les tâches de vérification terminées lors des phases conception et construction, par exemple la cartographie géologique de la fondation et l'auscultation des ouvrages temporaires. Cependant, les activités de l'auscultation débutées lors des étapes de conception et de construction relatives à la fondation du barrage peuvent se poursuivre au cours de la période suivant la mise en service et sont incluses dans cette discussion. Chaque activité de l'auscultation de fondation est liée directement à une ou plusieurs considérations géologiques et à une décision consciente de vérifier une prédiction particulière du comportement du terrain. La "Règle d'or" de l'instrumentation géotechnique est comme le mentionne J. Dunnycliff (1997a): "Chaque instrument faisant partie d'un projet devrait être choisi et installé afin d'aider à répondre à une question spécifique; s'il n'y a pas de question, il ne devrait y avoir aucun instrument".

La technique de développement de paramètres de performance pour l'auscultation de la sécurité des barrages a révélé l'importance de l'auscultation visuelle effectuée par le personnel du chantier (Stateler et al., 1995). La majorité des paramètres clés de l'auscultation concerne les observations visuelles, et il est préférable que ces observations soient effectuées de façon fréquente par le personnel habituellement présent au site du barrage plutôt que par des spécialistes d'inspection faisant des visites peu fréquentes. Toutefois, une inspection périodique par des spécialistes d'inspection constitue une occasion indépendante de détecter les anomalies de comportement de la fondation. Il convient de rappeler que la fondation est la partie la moins connue du système d'emmagasinement, et il est impossible lors de la phase de conception de prédire avec une certitude absolue le comportement de masses de sol et de roc (Londe, 1982).

L'objectif de l'auscultation des fondations est double, soit:

- Confirmer pendant la vie initiale du barrage que la performance de la fondation évolue suivant les prédictions de comportement élaborées lors de la phase conception en ce qui concerne les trois considérations géologiques fondamentales.
- Fournir en temps opportun les informations utiles sur les conditions géologiques générales applicables, lesquelles sont fonction du temps et peuvent développer des tendances défavorables dans la fondation du barrage

---

## 5. FOUNDATION MONITORING

---

### 5.1. DEFINITION AND SCOPE

#### 5.1.1. Objectives and philosophy of monitoring

Monitoring of a dam foundation includes both visual inspections and measurements taken by instruments. Monitoring as discussed in this Bulletin focuses mainly on the collection and evaluation of data on the behavior of the foundations of the completed dam and its appurtenances after commissioning and does not embrace verification tasks completed during design and construction, such as geologic mapping of the foundation and monitoring of temporary structures. However, monitoring activities initiated during the design and construction stages for the dam foundation may continue into the post-commissioning period and are included in this discussion. Each foundation monitoring activity is tied directly to one or more of the geologic considerations and to the conscious decision to verify a particular prediction of ground behavior. The "Golden Rule" of geotechnical instrumentation as stated by J. Dunncliff (1997a) is: "Every instrument on a project should be selected and placed to assist with answering a specific question; if there is no question, there should be no instrumentation".

The technique of developing performance parameters for dam safety monitoring has shown the importance of visual monitoring by on-site personnel (Stateler et al., 1995). The majority of the key monitoring parameters relate to visual observations, and it is preferable that these observations be made frequently by personnel routinely at the dam rather than relying upon infrequent visits by inspection specialists. However, periodic examination by inspection specialists provides a valuable opportunity to conduct a fresh look for anomalous foundation behavior. It is well to remember that the foundation is the least known part of the storage system, and it is impossible to predict with absolute certainty the behavior of soil and rock masses at the design stage (Londe, 1982).

The purpose of foundation monitoring is twofold:

- To confirm during the early life of the dam that the performance of the foundation follows the predictions of behavior made during the design stage with regards to the three basic geologic considerations.
- To provide timely information on the applicable general geologic considerations which are time dependent and can develop adverse trends in the dam foundation as it ages. Usually the most important shallow alteration

au fur et à mesure de son vieillissement. Habituellement, le processus majeur de détérioration à faible profondeur est l'érosion souterraine (interne) et les événements géologiques naturels les plus importants sont les tremblements de terre et les failles associées.

Les instruments installés pour fins de l'auscultation doivent être capables de fournir des données quantitatives sur le comportement de la fondation et sur les processus qui s'y développent. La conception d'un système d'auscultation du comportement de la fondation dépend de facteurs tels que: topographie du site, type de fondation (sol ou rocher), conditions géologiques et la classification secteur aval en termes de risque. En raison des variations de conditions entre les sites, chaque situation eu égard à l'instrumentation des fondations est unique (Dunnicliff, 1988, 1997b). Les contributions concernant l'auscultation de fondation présentées par la CIGB se trouvent dans les Bulletins 60, 68 et 88 (CIGB 1988, 1989, 1993). D'autre part, plusieurs comités nationaux sur les grands barrages ont préparé leurs propres directives, par exemple ITCOLD (1986).

### **5.1.2. Auscultation et sécurité**

L'auscultation aide à réaliser les études d'évaluation de la sécurité de barrages et de leur fondation dans la mesure où il est possible d'effectuer des extrapolations concernant le comportement. L'auscultation constitue un aspect important du comportement de barrages, mais n'est pas suffisante en soi. L'auscultation au moyen d'instruments ne peut rendre un barrage plus sécurisé, elle ne peut non plus compenser une conception médiocre. L'auscultation ne peut se substituer à une campagne d'exploration et à des études d'ingénierie de haute qualité (Post, 1985).

Pour utiliser les données instrumentales à des fins de contrôle de la sécurité, il est nécessaire d'établir des critères concernant les quantités mesurées qui indiquent quand les conditions dans la fondation s'écartent de celles anticipées. De tels critères diffèrent selon les diverses phases de l'aménagement, par exemple, les phases construction, mise en eau et exploitation. Dans l'auscultation à long terme par exemple, on s'attache surtout à l'identification des changements graduels interprétables qui peuvent indiquer l'apparition d'un comportement de fondation indésirable. Quand les modes de rupture les plus plausibles d'une fondation de barrage (et du barrage lui-même) ont été identifiés, les mesures à mettre en oeuvre en cas de performance non anticipée doivent être évaluées sur une base préliminaire afin d'établir leur convenance et leur faisabilité.

### **5.1.3. Limitations concernant l'auscultation instrumentale**

Il existe certains cas de rupture ou de quasi-rupture de barrages au cours desquels le développement subit d'un processus de rupture dans la fondation n'a pas été détecté à temps par les instruments. Les cas les mieux connus concernent les barrages Teton, Baldwin Hills et Fontenelle. La raison en est que les données ne sont pas continues dans l'espace et le temps (à moins de disposer d'un système d'enregistrement en continu). Par exemple, les mesures de pression interstitielle ne peuvent être obtenues que ponctuellement, c'est-à-dire à l'endroit de la pointe



process is subsurface (internal) erosion and the most crucial natural geologic hazards are earthquakes and associated faulting.

The instruments installed for monitoring must be able to provide quantitative information on foundation behavior and on the processes taking place. The design of an instrumentation system for foundation monitoring depends on such factors as: site topography, foundation type (soil or rock), geological conditions, and the hazard rating of the downstream area. Because of the great variability between sites, each case of foundation instrumentation is unique (Dunncliff, 1988, 1997b). Contributions to foundation monitoring provided by ICOLD can be found in Bulletins 60, 68, and 88 (ICOLD, 1988, 1989, 1993). Also several national committees on large dams have produced their own guidelines, see, for example, ITCOLD (1986).

### **5.1.2. Monitoring and safety**

Monitoring helps safety evaluations of dams and their foundations insofar as extrapolations of behavior can be postulated. Instrumentation is an important aspect of monitoring dam behavior, but not sufficient in itself. Monitoring instrumentation cannot make a dam safer, and it also cannot compensate for a poor design. Monitoring cannot be a substitute for high quality site investigation and engineering (Post, 1985).

In order to use instrument data in safety control, it is necessary to establish criteria for the quantities measured which tell when conditions in the foundations deviate from those expected. Such criteria are different for the various phases of the facility, e.g. construction, impounding, long-term operation. In long-term monitoring, for example, emphasis is on the identification of gradual, interpretable changes which may indicate the onset of undesirable foundation behavior. When the most likely failure modes for a dam foundation (as well as the dam proper) have been identified, the actions to be taken in the event of unexpected performance must be examined in a preliminary way to establish their relevance and feasibility.

### **5.1.3. Limitations in instrumental monitoring**

There are some cases of dam failures, or near failure, where sudden outbreak of a failure process in the foundation was not detected by instrumentation in time. Well-known case histories are the Baldwin Hills dam and the Fontenelle dam. This is because data are discontinuous in space and in time (unless there is continuous recording). For example, information on pore water pressure can only be obtained pointwise, i.e. at the location of the piezometer. On the other hand, leakage and seepage measurement are representative over a certain area. They can be termed

piézométrique. D'autre part, les mesures d'écoulement et de percolation ne représentent qu'un certain secteur. Ces mesures sont des quantités intégrales indicatives du comportement de la fondation à plus d'un point. De toute évidence, ces quantités sont plus utiles pour l'évaluation de la performance de la fondation que celles ne donnant que des informations ponctuelles et sont essentielles à l'évaluation de la sécurité du barrage. (La percolation est définie comme étant l'écoulement lent et uniforme de l'eau à travers un milieu poreux; une venue d'eau est un écoulement d'eau concentré et incontrôlé à travers une fissure ou un défaut (Charles, 1997), mais le second terme est également utilisé pour désigner le volume de la percolation, c'est-à-dire la quantité d'eau qui s'écoule de drains, de sources et de puits de décompression à l'aval d'un barrage).

En outre, on doit faire la distinction entre les processus qui sont mesurables (ex. fuites, déformations, pressions interstitielles) et ceux qui ne peuvent être mesurés (ou pas encore parce que la technologie n'est pas disponible). Les processus non mesurables peuvent être ou ne pas être détectés à temps grâce aux observations visuelles. Ils sont fréquemment associés à des phénomènes géologiques spéciaux, tels que les failles, les zones de cisaillement, les karsts, les interlits de gypse, les lentilles de sable lâche dans des conditions de terrain complexes, etc. Par conséquent, il est essentiel lors de la conception d'un système d'instrumentation de fondation, de porter une attention particulière aux caractéristiques géologiques identifiées (voir les sections 2.3 et 3.2). L'inspection visuelle de la surface du terrain et de caractéristiques géologiques avoisinant le barrage doit être poursuivie pendant toute la vie du projet et tous les changements constatés en surface enregistrés et photographiés (ex. nouvelles venues d'eau, zones humides, glissements de sol, chutes de roc, cavités d'affaissement, etc.).

Lors de la conception d'un système d'auscultation, on doit garder à l'esprit que les instruments ont une durée de vie limitée. Ils peuvent cesser de fonctionner pendant la construction ou encore peuvent durer plus de vingt ans. Lorsqu'un instrument cesse de fonctionner, le besoin de le remplacer et le choix du type d'instrument doivent être évalués avec soin. Alors que les mesures de tous les instruments sont sujettes à une certaine dispersion, dans certains cas, les résultats peuvent être très erronés. Dans les secteurs où les données instrumentales ont une grande importance en ce qui concerne l'évaluation de la sécurité, le nombre d'instruments mesurant la quantité critique doit être accru pour tenir compte de la possibilité de certains bris ou de lectures erronées. On favorisera les instruments éprouvés, même au détriment de la précision. Dans le cas de comportements qui n'ont pas de continuité (par ex. les déplacements soudains), une précision réduite souvent est moins capitale qu'une interruption de service. En outre, on doit accorder la préférence aux instruments qui peuvent être vérifiés et calibrés in situ afin de déterminer et occasionnellement reconfirmer les temps de réponse et la répétition des mesures.

#### **5.1.4. Auscultation à court terme et à long terme**

Au cours de sa vie, un aménagement hydraulique traverse trois phases distinctes, soit :

- la phase construction
- a phase de première mise en eau
- la phase exploitation normale

integral quantities reflecting the behavior of the foundation at more than just one point. Obviously, these quantities are more useful for the evaluation of foundation performance than those giving only pointwise information, and fundamental for dam safety assessment. (Seepage is defined as the slow, uniform flow of water through a porous medium; leakage is the concentrated, uncontrolled flow of water through a crack or defect (Charles, 1997), but the latter term is also used for the volume of seepage, i.e. the quantity of water flowing out from drains, springs, and relief wells downstream of the dam).

Also, a distinction has to be made between processes in the ground which are measurable (e.g. leakage, deformation, pore pressures) and those which cannot be measured (or not yet, because the technology is not available). Non-measurable processes may or may not be detected in time by visual inspection. They are often associated with special geological features, such as faults, shears, karst, gypsum interbeds, lenses of loose sand in complex ground conditions, etc. Therefore, a fundamental prerequisite for the design of a foundation instrumentation system is to give due consideration to the existing geological features (see Sections 2.3 and 3.2). Visual inspection of the ground surface and of geologic features in the vicinity of the dam must be continued throughout the life of the project and all observed surficial changes recorded and photographed (e.g. new springs, wet spots, soil slips, rock falls, sinkholes, etc.).

When designing a monitoring system, it must be kept in mind that instruments have a finite life. They may cease to function during construction or last as long as twenty or more years. When an instrument fails, the need for replacement and type of instrument must be carefully evaluated. Whereas all instrument readings are subject to some dispersions; in certain cases the results may be quite faulty. At locations where instrumental data are of great importance for safety evaluation, the number of instruments measuring the critical quantity must be increased to allow for some failures or doubtful readings. Preference is given to instruments which have a proven record of long service life, even at the cost of accuracy. In ground behaviors that lack simple continuity (e.g. sudden displacements), reduced accuracy is often less serious than interruptions of instrument readings. Moreover, priority importance must be given to instruments that can be checked and calibrated in place to determine, and occasionally reconfirm, response times and reproducibilities.

#### **5.1.4. Short-term and long-term monitoring**

The life of a water storage facility experiences three distinct phases, namely:

- construction phase
- first impounding
- normal operation phase

Les deux premières phases sont relativement courtes (bien que la mise en eau de certains réservoirs, par exemple les projets de contrôle de crues, puisse s'effectuer sur plusieurs années). Au cours de ces phases, l'importance relative des quantités à suivre peut varier. De même, la fréquence des mesures doit être modifiée de façon judicieuse. Par exemple, dans le cas d'un barrage construit sur des alluvions, l'auscultation de la fondation pendant la construction se concentrera sur les pressions interstitielles et les tassements dus au chargement. Pendant le premier remplissage, les quantités les plus vitales concernent la partie aval de la fondation, telles les sous-pressions dues aux percolations, les contraintes, les gradients, et les écoulements, surtout si ces phénomènes s'accompagnent d'érosion et de dissolution. À long terme, la plus importante quantité à suivre concerne encore les percolations et les fuites, tandis que les tassements, espérons le, ralentissent et s'arrêtent pratiquement.

Les fréquences de mesure pendant les deux premières phases sont plus élevées que dans le cas de long terme, en raison de l'application sur la fondation de charges qui varient rapidement (ex. la mise en place du remblai, l'accroissement de la charge et du gradient hydraulique pendant le remplissage).

Une fréquence de lecture plus élevée peut également être nécessaire afin d'étudier les anomalies ou phénomènes spéciaux qui se sont développés pendant la construction, le remplissage ou l'exploitation, par exemple l'augmentation subite des niveaux piézométriques dans le secteur aval lors du remplissage. Ceci est habituellement réalisé en installant des instruments supplémentaires dans la zone concernée.

Les besoins diffèrent selon que l'instrumentation sert pour le court ou le long terme. Les instruments d'auscultation à court terme sont censés fournir beaucoup de données dans une courte période de temps. Leur niveau de sophistication doit être plus élevé que lorsqu'ils sont utilisés dans des applications de long terme, mais ils doivent être normalement lus par le personnel expérimenté du propriétaire, de la firme de génie civil ou de l'entrepreneur. Ce n'est généralement pas le cas pour les instruments prévus pour l'auscultation à long terme lorsque des facteurs tel que la durabilité, la simplicité et la facilité des mesures deviennent des critères fondamentaux (Dunnicliff, 1981).

## **5.2. COMPORTEMENT DE LA FONDATION**

### **5.2.1. Fondations rocheuses et fondations de sols**

Pour fins d'auscultation, les fondations de barrage peuvent être divisées en fondations rocheuses et fondations de sols (voir chapitre 2). Les sols types sont généralement des alluvions déposées dans le lit de la rivière, parfois des colluvions ou des sols résiduels reposant sur les talus. Les fondations de sols sont beaucoup plus compressibles que les fondations rocheuses, mais il existe des roches peu compétentes (marnes, argillite), fréquentes en milieux arides, lesquelles peuvent subir des déformations substantielles (de l'ordre de quelques mètres) sous des remblais de grande hauteur (par exemple le barrage Mosul en Irak).

The first two phases are relatively short (although some reservoirs, e.g. flood control projects, may take years to fill). During these phases the relative importance of the quantities to be monitored may vary. Also the frequency of readings must be changed judiciously. For example, with an embankment dam on an alluvial foundation, construction monitoring of the foundation would place emphasis on excess pore water pressures and settlements due to load. During first impounding, the most critical quantities will be in the downstream part of the foundation, such as the development of seepage uplifts, stresses, gradients and flow, especially if accompanied by any erosive transport or dissolution. In longterm operation, the most important quantity to monitor would again be seepage and leakage, while the settlements hopefully decelerate and nearly stop.

The frequencies of reading during the first two phases are distinctly higher than in long-term monitoring, because of the rapidly changing load application on the foundation (e.g. fill placement, build up of water pressure and hydraulic gradient during reservoir filling).

An increased reading frequency over a certain period of time may also be required to investigate anomalies or special phenomena which have developed during construction, impounding, or also operation, for example, the sudden increase of the piezometric level somewhere in the downstream area. This is usually accomplished by installing additional instruments in the area of concern.

Different performance requirements apply for instrumentation used for short-term monitoring and for long-term use. Instruments for short-term monitoring are expected to provide extensive data within a short period of time. Their level of sophistication may be higher than when used in long-term applications, but they are usually read by competent personnel of the owner, engineer, or contractor. This is generally not the case with the instruments intended for long-term monitoring when durability, simplicity, and ease of reading become primary criteria (Dunnicliff, 1981).

## **5.2. FOUNDATION BEHAVIOR**

### **5.2.1. Rock foundations and soil foundations**

For monitoring purposes dam foundations can be broadly classified into rock foundations and foundations on soils (see Chapter 2). The types of soil are usually alluvial deposits in the river channel, but also colluvial material or residual soils on slopes. Soil foundations are far more compressible than rock foundations, but there are weak rocks (marls, mudstones, etc.) occurring often in arid climates, which can undergo substantial deformations (in the order of meters) under high fill dams (for example Mosul dam, Iraq).

Les processus et mécanismes internes qui peuvent mener à la rupture diffèrent selon le type de fondation, et l'auscultation doit s'adapter à la situation qui prévaut. Le scénario le plus critique pour les fondations de sols est la formation de renards, alors que pour la fondation rocheuse c'est la stabilité (par exemple la stabilité de l'appui d'un barrage-voûte). Des paramètres de performance et des scénarios de rupture possibles doivent être envisagés et bien compris avant de concevoir un système d'instruments destiné à un type donné de fondation.

### **5.2.2. Influence de la géologie**

Les conditions géologiques telles que failles, lentilles liquéfiables de sable lâche ou lits de sable, karsts, strates de faible résistance et autres (voir section 2.3 et tâche 5, Annexe A) peuvent requérir une attention particulière lors de la conception d'un système d'auscultation de fondation. En général, toutes les discontinuités et les hétérogénéités prononcées ont tendance à causer des problèmes. Elles devraient avoir été identifiées pendant les étapes d'exploration (faisabilité et conception définitive). On doit décider quels aspects géologiques requièrent une auscultation et jusqu'à quel degré. Par exemple, une fondation de roche calcaire karstique peut nécessiter de nombreux piézomètres pour surveiller l'efficacité du rideau d'injection pendant le remplissage. Une fissure dans une galerie d'accès qui aurait pu s'ouvrir dans un appui sous l'effet d'une charge due au barrage devra être surveillée en mesurant son ouverture durant une longue période de temps. Les résultats de l'auscultation devraient fournir les informations nécessaires au diagnostic du problème et à la conception des mesures correctives, si nécessaires.

### **5.2.3. Comportement anticipé des fondations soumises à des charges variables**

Lors de la phase conception, un modèle géologique-géotechnique de la fondation est habituellement conçu en utilisant les résultats des travaux d'exploration (voir tâche 8, tableau 1.2). Ce modèle sert à évaluer la réaction de la fondation à l'application des charges pendant la construction et le remplissage. Il est essentiel de bien comprendre cette réaction afin de pouvoir élaborer un système d'auscultation utile et fonctionnel et interpréter les mesures.

Le chargement et l'enlèvement d'une charge sur la fondation sont induits par : l'excavation et la mise en place de remblai ou de béton et la mise en eau du réservoir. Cette dernière mène également à l'application d'un gradient hydraulique entre les parties amont et aval de la fondation d'un barrage, ce qui initie un débit de percolation. D'autres charges sont générées par des événements extraordinaires, tels les séismes ou les surcharges hydrauliques soudaines associées aux inondations. Les fondations de roc ou de sols auront essentiellement la même réponse, mais l'ordre de grandeur des quantités individuelles sera différent. Le degré d'uniformité du matériau de fondation a une influence significative sur la réponse de la fondation.

The internal processes and mechanisms in the foundation which may lead to failure differ with the foundation type, and monitoring must be arranged accordingly. The most critical scenario with soil foundations is piping, while with rock foundations it is stability (for example, the abutment stability of an arch dam). Performance parameters and possible failure scenarios must be established and understood prior to designing a monitoring program for a particular dam foundation.

### **5.2.2. Geological influences**

Geologic concerns, e.g. faults, liquefiable lenses of loose sand or sand seams, karst, weak strata, etc. (see Section 2.3 and Task 5, Appendix A), may require special attention in the design of a foundation monitoring system. In general, all sharp discontinuities and the more salient heterogeneities tend to be troublesome. These should have been identified during the site investigation stages (feasibility and final design). Decisions have to be made regarding which geologic concerns require monitoring and to what extent. For example, a karstified limestone foundation may require extensive piezometry to monitor the efficiency of the grout curtain during impounding. A crack in an access gallery which may have opened in the abutment under the load of the dam will have to be monitored by measuring its width over a longer period of time. The results of monitoring should give the relevant data for diagnosis of the problem and the corresponding design of remedial measures, if required.

### **5.2.3. Expected behavior of foundations under changing loads**

During the design stage, a simple geological-geotechnical model of the foundation is usually conceived based on the results of the site investigation (refer to Task 8, Table 1.2) This model is used to estimate the response of the foundation to the loads applied during construction and reservoir filling. Understanding of this response is essential for a meaningful and functional design of a foundation monitoring system and for the interpretation of measurements.

Loading and unloading of the foundation are induced by: Excavation followed by fill or concrete placement and reservoir impounding. The latter also sets up a hydraulic gradient between the upstream and downstream part of the dam foundation initiating seepage flow. Additional loads are generated by extraordinary events, such as earthquakes or rapid reservoir surcharge by extreme flood events. Rock and soil foundations will essentially have the same response, but the order of magnitude of the response of individual quantities differs. The degree of uniformity of the foundation material has a significant influence on the response.

### 5.3. MÉTHODES D'AUSCULTATION DES FONDATIONS

#### 5.3.1. Quantités à surveiller au moyen des instruments

On doit distinguer entre les quantités causales (charges externes) et les quantités affectées (réponses). Le premier type comprend les charges hydrauliques et structurelles, dont la pression totale des terres, les quantités météorologiques (température, précipitations), et les événements sismiques. Ces quantités ont une influence sur celles du second type, c'est-à-dire les variables qui indiquent le comportement de la fondation, lesquelles sont principalement exprimées par les déformations et les conséquences qui en découlent, et par les quantités hydrauliques (pression d'eau, écoulement et percolation).

En raison de l'importance différente des quantités surveillées dans les fondations rocheuses et de sols, les méthodes d'auscultation diffèrent jusqu'à un certain point. Par exemple, les fondations de sols exigent des appareils ayant une gamme de mesure plus importante que les fondations rocheuses. Les options suivantes ont habituellement été utilisées pour surveiller les déformations d'une fondation (déplacements, rotations) :

##### *Fondations rocheuses :*

- déplacement spatial de points sur les appuis rocheux dans les limites de la zone d'influence d'un barrage, ou sur les appuis au-dessus de la crête du barrage.
- déplacement de points ou déplacement relatif de deux points (déformation unitaire) le long de lignes de toute direction dans des trous de forage sous le barrage.
- déplacement de points le long des lignes horizontales plus (+) rotations et déplacements de fissures dans des galeries d'exploration, d'injection ou de drainage sous le barrage ou dans ses appuis:

##### *Fondations de sols :*

- déplacement vertical (tassement) de la surface du terrain ou surface excavée sous le barrage.
- déplacement de points le long d'un forage sous le barrage, habituellement dans la direction verticale seulement; parfois mesuré au moyen d'un inclinomètre près du pied du barrage où une déstabilisation est suspectée.

Les tableaux 5.1 et 5.2 listent les quantités mesurables pour les deux types de fondation et en présentent une brève description (pour plus de détails, voir également le Comité National Suisse des Grands Barrages, SNCOLD, 1991).



## 5.3. METHODS OF FOUNDATION MONITORING

### 5.3.1. Quantities to be monitored by instruments

A distinction can be made between causative quantities (external loads) and affected quantities (responses). The first type comprises hydraulic and structural loads, including total earth pressures, meteorological quantities (temperature, rainfall), and seismic events. They have an influence on the second type, i.e. the variables which indicate the behavior of the foundation, which are expressed mainly by deformations and consequences thereof, and by hydraulic quantities (water pressure, flow and seepage consequences).

Due to the different magnitudes of the monitored quantities in rock and soil foundations, the methods of monitoring differ to a certain extent. For example, with soil foundations devices with a larger measuring range are needed to measure deformations than with a rock foundation. The following options have been generally used to monitor the deformations (displacements, rotations) of a dam foundation:

#### *Rock foundation:*

- spatial displacement of points on rock outcrops within zone of influence of the dam or on abutment above dam crest
- displacement of points, or relative displacement of two points (strain) along lines in any direction in boreholes below the dam.
- displacement of points along horizontal lines plus rotations and crack movement in exploratory/grouting/drainage galleries below dam, or in abutments.

#### *Soil foundation:*

- vertical displacement (settlement) of ground or excavation surface below embankment.
- displacement of points along a borehole below the dam, usually only in the vertical direction; sometimes measured with inclinometer near the toe of the dam suspected of base destabilization.

Measurable quantities for both types of foundations are listed and briefly described in Tables 5.1 and 5.2 (see also Swiss National Committee on Large Dams, SNCOLD, 1991, for more details).

Tableau 5.1.  
Auscultation des fondations rocheuses

Quantité	Instrument	Remarque
<b>(a) Déformations</b>		
Déplacement dans des forages verticaux, (déplacement le long d'axes verticaux)	Pendule inversé (fil à plomb)	Appareil d'auscultation le plus précis dans les fondations de roc (Londe, 1982), télétransmission possible, nécessite un "point fixe" et un trou parfaitement vertical. Précision $\pm 0.2$ mm, réponse $\pm 1\%$ de la gamme. Longueur max. 50 m environ
Déplacement le long d'axes horizontaux (ex. dans une galerie)	Alignement de fil en galerie avec visée optique du fil	Équivalent au fil à plomb
Déplacement à la surface du terrain et déplacement de points individuels (ex. sur les appuis)	Diverses méthodes géodésiques et combinaisons (niveau, alignement optique, mesure d'angle et de distance, traverse, triangulation)	Méthode simple et éprouvée avec équipement moderne; le réseau géodésique doit couvrir un grand territoire; utilisation du GPS souvent avantageuse
Changements de longueur (déplacement relatif de point) et déflexion le long de forages (verticaux et inclinés)	Extensomètre à fil ou à tige, simple ou multiple	Télétransmission possible Précision $\pm 0.5$ mm
	Micromètre coulissant (variation de longueur différentielle) Micromètre coulissant avec inclinomètre (déflexion différentielle partiellement combinée à une longueur différentielle) Déflectomètre	La mise en place et l'injection de manchons-guides sont des étapes critiques; les mesures sont habituellement très précises
Mouvements de fissures et de joints à des endroits accessibles (expansion, cisaillement)	Micromètre Déformamètre Dilatomètre Déflectomètre	Les mesures sur les murs de galerie ou en niches peuvent ne pas être représentatives du comportement de la masse entière de roc. La propagation de fissures peut être suivie au moyen de repères de référence.
Rotation locale dans le plan vertical sur le roc d'appui	Clinomètre (mécanique ou électrique) Clinofor	À proximité des cavités, les résultats sont souvent affectés par des concentrations de contrainte et des phénomènes de transfert

Table 5.1.  
Monitoring of rock foundations

Quantity	Monitoring device	Remarks
<b>(a) Deformations</b>		
Displacement in vertical boreholes (displacement along vertical lines)	Inverted pendulum (plumbline)	Most accurate monitoring device in rock foundation (Londe, 1982), teletransmission possible, requires "fixed point" and perfectly vertical hole. Accuracy $\pm 0.2$ mm, resp. $\pm 1\%$ of measuring range. Length max. about 50 m.
Displacement along horizontal lines	Wire alignment in galleries with optical sighting of the wire	Equivalent to plumbline
Displacements on ground surface and spatial displacement of individual points (e.g. on abutment)	Various geodetic methods and combinations thereof (leveling, optical alignment, measurement of angle and distance, traverse, triangulation)	Well-trieed and simple methods with up-to-date equipment; geodetic network must cover large area; supplementary use of GPS often advantageous
Changes in length (relative displacement of points) and deflection along boreholes (vertical and inclined)	Rod or wire extensometers, single or multiple	Teletransmission possible, accuracy $\pm 0.5$ mm
	Sliding micrometer (differential length variation) Sliding micrometer with inclinometer (differential deflections partly combined with differential length) Deflectometer	Placing and grouting of guiding sleeves is a critical operation; measurements are usually of high accuracy.
Movement of cracks and joints at accessible locations (expansion, shear movement)	Micrometer Deformeter Dilatometer Deflectometer	Measurements in gallery walls or recess may not be representative of the behavior of the entire rock mass. Crack propagation can be monitored by appropriate check marks.
Local rotation in the vertical plane on abutment rock	Clinometer (mechanical or electrical) Clinofor	Near to cavities results are often influenced by stress concentration and transfer effects.

Tableau 5.1.  
Auscultation des fondations rocheuses (suite)

Quantité	Instrument	Remarque
<b>(b) Percolation et pressions d'eau (pores et diaclases) dans la fondation</b>		
Volume d'eau de percolation, (par zones et total)	Volumétrie (contenant calibré et chronomètre) adéquat pour drains et sources	Débits modérés jusqu'à 10 l/s environ. Le temps de remplissage devrait être d'au moins 10 s.
	Déversoir rectangulaire et à ouverture en V Ouvrage Parshall Jauge sonique	Enlèvement périodique de sédiments, non recommandé pour des débits < 0.05 l/s
	Mesure d'écoulement en tuyauterie au moyen de tubes venturi, sonar ou méthode magnéto-inductive	Moyens simples de vérifications périodiques des mesures (ex. manomètres, déversoirs, etc.)
Présence d'eau circulant dans le roc de fondation (soulèvement sur fondation de béton et pression hydrostatique dans le roc perméable, et dans les joints rocheux)	Puits d'observation (pour nappe d'eau en état d'équilibre)	Mesure le niveau moyen de la nappe sur la longueur totale du trou
	Piézomètre à tube ouvert (type Casagrande)	La section de mesure (fentes, perforations ou élément-filtre) est scellée au dessus. Réponse lente (si la pression dépasse le niveau du sommet du tube, un manomètre est requis)
	Piézomètre fermé simple ou multiple (cellule de pression), hydraulique, pneumatique ou électrique	Système fermé, réponse rapide, installation délicate; plus d'une cellule par trou possible

Table 5.1.  
Monitoring of rock foundations (continued)

Quantity	Monitoring device	Remarks
<b>(b) Seepage flow and cleft/pore water pressure in the foundation</b>		
Volume of seepage (by zones and in total)	Volumetric (calibrated container + stopwatch) suitable for drains and springs	Limited to moderate discharges, i.e. up to about 10 liters/s. Filling time of container should be at least 10 s
	Rectangular and V-notch weir Parshall flume Sonic gage	Periodic removal of possible deposits, not recommended for discharges <0.05 liter/s.
	Flow measurement in pipes by venturi meter, sonar or magnet-inductive measurement	Simple means for periodic check of readings necessary (e.g. manometers, weirs, etc)
Presence of water circulating in the foundation rock (uplift on concrete foundations and water pressure in permeable rock and in rock joints)	Observation well (for steady-state water table)	Measures average water table along entire depth of hole
	Standpipe piezometer (Casagrande type)	Measuring section (slotted or perforated, or filter element) sealed watertight from upper part. Slow response time (if pressure is higher than elevation of top of pipe, pressure is measured by a manometer)
	Single or multiple closed piezometer (pressure cell), hydraulic, pneumatic, or electric	Closed system, fast response, installation procedure critical, remote reading, more than one cell per hole possible

Tableau 5.2.  
Auscultation des fondations de sols

Quantité	Instrument	Remarque
<b>(a) Déformations</b>		
Déplacement à la surface du terrain, déplacement spatial de points individuels	voir tableau 5.1	
Tassement et déplacement le long de lignes	Extensomètre à tige ou à fil, (simple ou multiple)	Télétransmission possible, précision $\pm 1$ mm, mais gamme limitée, petits déplacements seulement
Tassement dû à la charge du remblai	Jauge de tassement vertical (ex. avec plaques métalliques annulaires)	Précision $\pm 1$ cm, sert aussi à mesurer le tassement du remblai
	Plaque de tassement	Simple et peu coûteux, à la surface de la fondation seulement
	Profilomètre hydrostatique Appareil à équilibrage du niveau d'eau	Dans une tranchée dans la fondation, fournit des mesures en continu sur une ligne
<b>(b) Percolation et pression interstitielle dans la fondation</b>		
Quantité d'eau de percolation et de drainage	Voir tableau 5.1	
Pression d'eau dans le sol de fondation (pression interstitielle dans le terrain et pression de soulèvement sous une dalle)	Voir tableau 5.1	
Solides en suspension dus à l'érosion, la dissolution, qualité de l'eau	Turbidité de l'eau Analyses chimiques	Indique la quantité de matériaux dissous ou en suspension, analyses quantitative en laboratoire
Température des sources d'eau	Thermomètre	Identification de l'origine de l'eau
Température de l'eau de percolation	Thermométrie à l'infrarouge Thermométrie en profondeur au moyen de sondes	Zones humides superficielles Localisation du chemin d'écoulement

Table 5.2.  
Monitoring of soil foundations

Quantity	Monitoring device	Remarks
<b>(a) Deformations</b>		
Displacements on ground surface, spatial displacement of individual points	see Table 5.1	
Settlement and displacement along lines	Rod or wire extensometers (multiple or single rod/wires)	Teletransmission possible, accuracy $\pm 1$ mm, but limited range, only for small displacements
Settlement due to embankment load	Vertical settlement gauge (e.g. with metallic ring plates)	Accuracy $\pm 1$ cm, serves also to measure settlement of fill
	Settlement plate	Simple and inexpensive, on surface of foundation only
	Hydrostatic profile gauge, Hose leveling device	In foundation trench, provides means for continuous readings along one line
<b>(b) Seepage flow and pore water pressures in the foundation</b>		
Quantity of seepage and drainage water	see Table 5.1	
Pressure of water in foundation soil (pore water pressure in the ground and uplift pressure on slabs)	see Table 5.1	
Suspended solids from erosion, dissolution, water quality	Turbidity of water Chemical analysis	Indicates amount of dissolved or suspended materials, quantitative analysis in laboratory
Temperature of springs	Thermomètre	Identification of origin of water
Temperature of seeping groundwater	Infrared thermometry Deep thermometry with temperature sensors	Leakage path localization

Les remarques suivantes sont complémentaires aux tableaux 5.1 et 5.2 :

#### 5.3.1.1. *Système de mesure de déplacement spatial*

Les mesures de déplacement sont faites soit dans l'espace (tridimensionnel) au droit de points de contrôle choisis, soit le long de lignes (SNCOLD, 1991). Les déplacements spatiaux sont mesurés au moyen de méthodes géodésiques à partir de points de référence qui sont soit à l'intérieur de la zone d'influence du barrage, soit à l'extérieur, c'est-à-dire dans la fondation rocheuse profonde ou sur le terrain environnant. L'auscultation de points de contrôle à partir de points de référence internes donnera des valeurs de déformation relative tandis que des valeurs absolues seront obtenues si les points de référence sont externes. Ces derniers devraient autant que possible faire partie d'un grand réseau de triangulation situé plus ou moins dans un plan horizontal au niveau de la crête du barrage. L'auscultation de points situés sur la fondation du barrage s'effectue en même temps que les points situés sur ou à l'intérieur de la masse du barrage. Le réseau extérieur doit être relié au réseau interne du barrage et de sa fondation et consiste en lignes horizontales (par exemple un alignement de fils ou une traverse dans une galerie de barrage) ou en lignes verticales (par exemple un fil à plomb, un extensomètre, un micromètre coulissant). Ceci est habituellement effectué au moyen de points situés sur la crête du barrage. On obtient ainsi un système d'auscultation tridimensionnel ou spatial comme l'illustre la Fig. 5.1 (Biedermann & Venzin, 1997 ; Egger, 1997). On s'assure d'une redondance en mesurant, au moyen de diverses méthodes, les déplacements aux points d'intersection avec les lignes verticales du réseau.

Des mesures géodésiques exhaustives assurant la précision requise nécessitent beaucoup de temps, sont coûteuses et exigent la disponibilité de spécialistes. Elles sont recommandées dans le cas de grands barrages, de relevés spéciaux sur les appuis ou lorsque les conditions sont exceptionnelles. Le développement récent d'équipements automatisés a contribué à des économies de temps et d'argent.

#### 5.3.1.2. *Pressions d'eau et percolations*

Dans les fondations rocheuses, deux types de pression d'eau doivent être surveillés, soit les pressions d'eau dans les joints (pores) et les pressions de soulèvement. Le premier type se produit dans les fractures de la masse rocheuse et est de première importance en ce qui concerne l'évaluation de la stabilité de coins rocheux (voir section 2.5.4). Des fissures rocheuses peuvent également entraîner des pressions d'eau lorsque les apports dus aux infiltrations excèdent la capacité de drainage. Les niveaux piézométriques peuvent varier de façon erratique d'un point à un autre car ils dépendent du chemin d'écoulement de l'eau à travers la roche. Ils peuvent également être affectés par les infiltrations d'eau pendant les pluies intenses ou de longue durée. Les piézomètres installés dans les fondations rocheuses fournissent des informations très locales. Pour mesurer des valeurs réalistes, les capteurs doivent être situés dans la fissure même et scellés contre la roche imperméable. Des améliorations sont possibles en mesurant en continu les niveaux piézométriques. Un grand nombre de piézomètres est souvent nécessaire dans les fondations karstiques et gypseuses. Les piézomètres installés à l'amont et à l'aval



The following are complementary remarks to Tables 5.1 and 5.2:

#### 5.3.1.1. *Spatial displacement measuring system*

Measurements of displacements are either spatial (three-dimensional) at selected control points or along lines (SNCOLD, 1991). Spatial displacements are performed by geodetic methods from reference points which are either inside the zone of influence of the dam or outside, i.e. deep in the rock foundation or on the surrounding terrain. Monitoring of control points from internal reference points will yield relative deformation values, while from external ones absolute values are obtained. The external reference points should whenever possible be part of a large triangulation network located more or less in a horizontal plane at the elevation of the dam crest. Monitoring of points on the dam foundation takes place in combination with the monitoring of points on or inside the dam structure. The external network must be connected to the internal network of the dam and its foundation and consists of horizontal (e.g. wire alignment or traverse in galleries of dam) and vertical lines (e.g. plumb lines, extensometer heads, sliding micrometer, etc.). This is usually accomplished through the points along the dam crest. In this way, a three-dimensional or spatial monitoring system is created, as illustrated in Fig. 5.1 (Breitenmoser & Egger, 1995; Biedermann & Venzin, 1997; Egger, 1997). Redundancy is achieved by measuring the displacements at the points intersecting the vertical lines of this network using various methods.

Comprehensive geodetic measurements, yielding the required precision, are time-consuming, expensive and require the services of specialists. They are recommended for large dams, special surveys on abutments, or otherwise unusual conditions. Recent developments in automated equipment have helped to save both time and costs.

#### 5.3.1.2. *Water pressures and seepage*

In rock foundations two types of water pressures are measured, namely cleft-/pore water pressures and uplift pressures. The first type occurs in fractures and pores of the rock mass and is most important in the evaluation of the stability of rock wedges (see also Section 2.5.4). Cracks anywhere in a rock mass can also develop joint water pressures whenever inflow from infiltration is faster than drainage. Piezometer levels can be quite erratic from point to point since they depend on the flow path of the water through the rock. They may also be influenced by infiltrating rain water during intense or long-duration storms. Piezometers in rock foundations provide very localized information. In order to measure realistic values, the sensing cell must be inside the crack and sealed against the impervious rock. Improvements are possible by continuous logging of the piezometer levels. Extensive piezometry is often needed with karstic and gypsiferous foundations. Piezometers installed upstream and downstream of a grout curtain monitor the head difference, which is related to the efficiency of watertightening.

d'un rideau d'injection permettent de surveiller la tête d'eau différentielle qui dépend de l'efficacité du rideau d'étanchéité.

Le second type de pressions, soit les pressions de soulèvement, se produit sous un barrage en béton (ou tout autre dalle de béton submergée) et a un effet déstabilisant. Les pressions de soulèvement sont les pressions dans les pores ou les joints qui agissent vers le haut de l'ouvrage en béton à l'interface avec sa fondation. Elles doivent être surveillées avec beaucoup de soin au droit d'un nombre de sections aussi grand que possible, de façon à bien comprendre leur distribution. Les mesures au contact roche-béton sont adéquates, mais dans certains cas, par exemple, là où les pressions à grande profondeur sont préoccupantes en ce qui concerne des scénarios de rupture envisageables, il est préférable de mesurer la pression à différentes profondeurs. À l'interface roche-béton, les piézomètres sont raccordés à un manomètre. Cette méthode est fiable, précise et repose sur l'utilisation de composants robustes (SNCOLD, 1991).

Les pressions interstitielles et les pressions de soulèvement dans les fondations rocheuses sont une conséquence directe des infiltrations. Une partie des infiltrations dans la fondation est interceptée par les drains ou émerge sous la forme de venues d'eau dans les appuis à l'aval du barrage. Lorsque c'est possible, les débits partiels devraient être mesurés en plus des débits totaux. Cette approche facilite la localisation des zones critiques lorsque survient un changement de débit soudain ou même graduel, mais cohérent.

Les mesures de débit devraient être combinées à des mesures piézométriques indépendantes (CIGB, 1993). Seule cette façon de faire permet d'obtenir les deux termes (le débit et la charge hydraulique) nécessaires à la définition d'un réseau d'écoulement. Ceci favorise également une détection plus rapide de tout comportement anormal.

Dans les fondations contenant des matériaux solubles ou facilement érodables (par exemple les fondations rocheuses avec des strates de gypse ou les fondations de sols avec lentilles de sable silteux lâche ou d'argile dispersive), il est nécessaire de surveiller la turbidité de l'eau à intervalles réguliers et d'effectuer des analyses chimiques de l'eau de percolation. Dans certains cas spéciaux, l'auscultation pourra inclure tous les paramètres détectables, tels que la température (voir Article 5.3.6), la résistivité, la concentration de traceurs, etc.

Dans les fondations de sol contenant des couches, horizons ou lentilles imperméables de matériaux à grains fins, des surpressions interstitielles sont générées lors de la mise en place du remblai. Après la mise en eau, la pression interstitielle mesurée est donc la somme de la pression hydrostatique correspondant à la ligne d'écoulement dans le remblai, obtenue d'un réseau d'écoulement et la pression excédentaire résiduelle due à la compressibilité sous l'effet du chargement. Une couche perméable intercalée entre deux strates imperméables peut développer des conditions artésiennes dans la partie aval de la fondation. Ce type de condition peut être contrôlé au moyen de puits de décharge, mais doit faire l'objet d'une surveillance autant au droit des puits qu'à mi-chemin entre les puits.

The second type, uplift pressures, occurs underneath a concrete dam (or any other submerged concrete slab) and has a destabilizing effect. Uplift pressures are cleft-/pore water pressures acting upwards on the structural concrete at the interface with its foundation. They must be carefully monitored along as many cross sections of the structure in contact with groundwater as is appropriate for an adequate understanding of their distribution. Measurements at the rock/concrete interface are adequate, but in certain cases, e.g. where pressures at greater depths may be of concern regarding foreseeable failure scenarios, it may be necessary to gauge the pressure at various depths. At the rock/concrete contact the piezometers are connected to a manometer. This method is reliable, accurate, and robust (SNCOLD, 1991).

Pore water pressures and uplift pressures in rock foundations are a direct consequence of seepage. Part of the foundation seepage is intercepted by drains or emerges as springs in the abutments downstream of the dam. Whenever possible, partial seepage rates should be monitored in addition to the total seepage. This facilitates the localization of critical zones if there is a sudden, or also gradual, but consistent, change in seepage rate.

Discharge measurements should be combined with independent piezometric measurements (ICOLD, 1993). Only in this way is it possible to obtain both terms, the discharge and the head, necessary to define a flow net. This arrangement also favors a faster detection of any anomalous behavior.

In foundations which contain soluble or easily erodible materials (e.g. rock foundations with gypsum layers or soil foundations with lenses of loose silty sand or dispersive clays), it is necessary to monitor turbidity at regular intervals and to conduct a chemical analysis of the seepage water. In special cases monitoring may have to include every detectable parameter, such as temperature (see Section 5.3.6), resistivity, concentration of tracers, etc.

In soil foundations with fine-grained impervious strata, seams or lenses, excess pore water pressures are generated during construction when fill is placed. After impounding, the pore water pressure measured is then the sum of the hydrostatic pressure corresponding to the seepage line in the fill derived from a flow net and the remaining excess pore water pressure due to compressibility under fill load. A pervious layer sandwiched between two impervious strata may develop artesian conditions in the downstream part of the foundation. These are usually controlled by relief wells but must be monitored, both at the wells and at mid-distance between them.

### 5.3.1.3. Paramètres sismiques (non listés aux tableaux 5.1. et 5.2)

La mesure des paramètres sismiques a pour objectif principal d'analyser la réponse du barrage aux sollicitations sismiques. Pour évaluer la réponse intégrale du barrage, les paramètres sismiques de la fondation et du terrain environnant doivent être connus, car les secousses sismiques sont transmises à travers la fondation. Les données pertinentes à obtenir incluent : le mouvement en condition naturelle, le mouvement réel de la zone des appuis, le comportement inélastique du roc de fondation, l'effet dû à la forme de la vallée, et l'interaction barrage/réservoir.

Donc, l'auscultation sismique de la fondation consiste à placer des instruments dans des galeries d'exploration et d'injection en vue de mesurer les caractéristiques reliées à la réponse des appuis et à la propagation des ondes, à installer des transducteurs au fond du réservoir à des intervalles réguliers (habituellement combinés à des capteurs de pression au pied amont du barrage), le tout afin d'analyser les effets de l'interaction barrage/réservoir. Pour effectuer les mesures en conditions naturelles, les instruments doivent être localisés au-delà de la zone d'influence du barrage, c'est-à-dire à une distance correspondant à environ deux fois la hauteur pour un barrage en béton et de trois à quatre fois la hauteur pour un barrage en remblai (Dabre & Pougatsch, 1992). Dans ce cas, les instruments doivent être placés sur un terrain aussi uniforme que possible afin d'éviter les effets topographiques propres au site.

Les paramètres sismiques communément mesurés incluent l'accélération en fonction du temps obtenue à partir d'accélérographes à mouvements de terrain forts à trois composantes. Le déploiement des instruments varie selon le type de barrage (Fedock, 1982; USCOLD, 1989, Dabre, 1995, 1998). Le réseau local au site du barrage est habituellement raccordé à un réseau régional ou national d'instruments à mouvements de terrain forts.

Les caractéristiques des instruments doivent tenir compte des objectifs de l'auscultation et de la sismicité de la région (Bolt & Hudson, 1975, Dabre, 1995). L'instrument à mouvements de terrain forts doit être capable d'enregistrer l'accélération maximale anticipée. En régions sismiquement actives, une gamme d'accélération de 1 g ou plus est recommandée. Les instruments numériques ayant une résolution de 0,001 g sont préférables. Des mesures précises doivent être possibles suivant une gamme de fréquence de 0 à au moins 30 Hz. L'interconnexion des instruments en réseaux se fait au moyen de câbles à fibres optiques. Les données numériques peuvent être disponibles dans les heures qui suivent, (par exemple en Californie), tandis que les enregistrements analogiques exigent habituellement des mois de traitement par numérisation afin de les rendre utilisables dans les analyses par ordinateur.

### 5.3.2. Appareils de mesure

Les appareils de mesure communément utilisés pour l'auscultation des fondations sont indiqués aux tableaux 5.1. et 5.2. Des données supplémentaires sur ces appareils peuvent être obtenues des documents produits par les manufacturiers, de manuels d'instrumentation et de monographies, tels que: Huggenberger (1951),

### 5.3.1.3. *Seismic parameters (not listed in Tables 5.1 & 5.2)*

The main purpose to measure parameters of earthquake motion is to analyze the response of the dam to earthquake shaking. To evaluate the complete response of a dam, the wave propagation characteristics and strong motion data of the foundation and of the vicinity must be known because the seismic tremors are transmitted through the foundation. Relevant data to obtain include: free-field motion, effective movement of the abutment zone, inelastic behaviour of foundation rock, effect of valley shape, and dam/reservoir interaction.

Hence, seismic foundation monitoring consists of placing strong-motion instruments in exploratory and grouting galleries to measure abutment response and wave propagation characteristics, and installing transducers at the bottom of the reservoir at regular intervals (usually in combination with pressure sensors at the upstream toe of the dam) to analyze the effects of dam/reservoir interaction. For free-field measurements, the instrument must be beyond the zone of influence of the dam, i.e. for concrete dams at a distance of about two times, and for embankment dams about three to four times the height of the dam (Darbre & Pougatsch, 1992). Free-field instruments should be placed on as level terrain as possible to avoid topographic site effects.

The seismic parameters measured are commonly the acceleration time history obtained from three-component strong-motion accelerographs. Instrument arrays differ according to dam type (Fedock, 1982; USCOLD, 1989; Darbre, 1995, 1998). The local dam network is usually incorporated into a regional or national free-field network of strong-motion instruments.

Instrument specifications must consider the instrumentation objectives and the seismicity of the region (Bolt & Hudson, 1975, Darbre, 1995). The strong motion instrument must be capable to accommodate the maximum acceleration expected. For seismically active regions, a full-scale acceleration of 1 g or more is recommended. Digital instruments are preferable with an acceleration resolution of 0.001 g. Accurate measurements should be possible within a frequency range from 0 to at least 30 Hz. Interconnection of instruments in the array is by fibre optic cables. Digital data can be made available within hours, (e.g. in California), whereas analog records typically take months to digitize to make them ready for use in computer analysis.

### **5.3.2. Measuring devices**

The measuring devices commonly used in foundation monitoring are listed in Tables 5.1 and 5.2. Details on these instruments can be obtained from manufacturers' literature, instrumentation manuals, and monographs, such as: Huggenberger (1951), Hanna (1983), Bartholomew et al. (1987), Dunnycliff (1988),

Hanna (1983), Bartholomew (1987), Dunncliff (1988), etc. Les commentaires suivants proposent des indications générales concernant le choix et l'installation de certains de ces appareils.

### 5.3.2.1. *Piézomètres dans les fondations de sols*

Le choix se fait entre le piézomètre de type Casagrande et les cellules piézométriques ayant un système hydraulique en circuit fermé. Ces dernières incluent: le type hydraulique à double tubulure, le type pneumatique et le modèle électrique (à corde vibrante ou à jauge de type Carlson). Le piézomètre Casagrande est préférable, mais ne peut être utilisé dans les sols à faible perméabilité et lorsque les pressions interstitielles varient relativement rapidement, et ce, en raison de sa réponse lente (Hvorslev, 1951). D'autre part, les mesures à distance sont compliquées par le besoin d'utiliser des appareils spéciaux supplémentaires. Sherard (1981) présente des commentaires détaillés concernant les avantages et les désavantages des divers types de cellules piézométriques. Si l'on désire mesurer des pressions interstitielles sub-atmosphériques (négatives), on devra utiliser soit une cellule hydraulique à double tubulure, soit une cellule à corde vibrante permettant une circulation d'eau; dans les deux cas, des filtres saturés à haute pression d'entrée d'air (pression des bulles >200 kPa) doivent être utilisés (Dunncliff, 1981).

Pour la mesure de pressions positives, tous les types de cellule offrent des performances plus ou moins équivalentes. Le modèle à double tubulure devrait encore être doté d'un filtre à haute pression d'entrée d'air afin de minimiser l'entrée d'air dans les tubulures; les autres types de cellule peuvent être munis de filtres à faible pression d'entrée d'air. Sherard (1981) souligne que des lanternes de sable ne devraient jamais être placées autour de la pointe des cellules piézométriques. En raison de leur grande influence sur les résultats, les conditions d'installation de tout piézomètre doivent être évaluées avec soin et l'exécution réalisée méticuleusement.

Il ne semble pas y avoir de différence concernant la longévité des différents types de cellule, bien que certains préfèrent le type hydraulique à double tubulure au type à diaphragme.

### 5.3.2.2. *Piézomètres dans les fondations rocheuses*

Les piézomètres ouverts (i.e. constitués d'un tube muni de fentes) accessible à l'eau sur la majeure partie de leur longueur ne sont pas recommandés parce qu'ils sont ouverts à l'eau pouvant provenir de différents aquifères qui sont soumis à des potentiels hydrauliques différents. Des surfaces d'entrée d'eau relativement petites, d'environ 1 m de longueur, sont appropriées pour les conditions de fondation complexes (Post, 1985; Stroman & Karbs, 1985). Une approche améliorée consiste à effectuer des mesures ponctuelles de façon à établir le profil piézométrique en continu le long d'un sondage. De tels appareils sont le piézofor (FCOLD, 1970; Londe, 1982; Bordes & Debreuille, 1987) et le piézodex (Kovári & Koepfel, 1987). Dans le second cas, la section où est effectuée la mesure de pression est isolée au moyen d'obturateurs gonflables. Une sonde montée sur roues-guides est descendue dans un tube jusqu'au point de mesure; elle est dotée d'un transmetteur de pression

etc. The following comments are general guidelines for the selection and installation of some of these devices.

#### *5.3.2.1. Piezometers in soil foundations*

The choice is between Casagrande-type standpipe and piezometer cells with a closed hydraulic system. The latter include: twin-tube hydraulic, pneumatic and electrical (vibrating wire and Carlson unbonded strain gauge) cells. The standpipe is preferable, but cannot be used in low-permeability soil and with pore pressures varying relatively rapidly, because of the slow response time (Hvorslev, 1951). Also remote reading is cumbersome and requires special additional devices. Sherard (1981) presents a detailed discussion of the advantages and disadvantages of the various piezometer cells. If it is desired to measure subatmospheric (negative) pore water pressures, either a twin-tube hydraulic or a flushable vibrating wire cell, both with saturated high air entry filter stones (bubbling pressure > 200 kPa) must be used (Dunncliff, 1981).

For measuring positive pressures, all types are more or less equivalent in performance. The twin tube type should still have a high air entry filter to minimize air entry into tubes, while the other piezometer cells can be fitted with low air entry filters. Sherard (1981) points out that sand pockets should never be installed around the tips of piezometer cells. Because of their great influence on results, the conditions of installation of any piezometer have to be judiciously evaluated and executed.

Regarding longevity, there appears to be no difference between the different types, although some proponents of the the twin-tube hydraulic type give it preference over the diaphragm type.

#### *5.3.2.2. Piezometers in rock foundations*

Open standpipes (i.e. boreholes equipped with a slotted tube) accessible to water over much of their length are not recommended because they tap water from different strata which have different potentials. Small intake areas, about 1 m long, are suitable in structurally complex foundations (Post, 1985; Stroman & Karbs, 1985). An improved approach is to log pointwise the complete piezometric profile along a borehole. Examples of such devices are the piezofor (FCOLD, 1970; Londe, 1982; Bordes & Debreuille, 1987) and the piezodex (Kovári & Koepfel, 1987). In the latter, the point in the borehole where the pressure has to be measured is sealed off by inflation packers. A wheel-guided measuring probe is lowered along a tube to the measuring section which is equipped with a pressure transmitter to a force transducer on the probe. Accuracy of measurement is 0.2 kPa for a range of 0 to 1 MPa. Figure 5.2 shows typical results from a dam foundation with piezodex

raccordé à un transducteur de force. La précision des mesures est de 0,2 kPa pour une gamme de 0 à 1 MPa. La Fig. 5.2 présente des mesures typiques effectuées au moyen d'un système piézodex dans la fondation d'un barrage, dans cinq forages disposés à l'amont et à l'aval du rideau d'injection (Arn, 1989).

#### 5.3.2.3. *Mesures des percolations et des fuites*

La mesure des fuites est effectuée selon une méthode volumétrique (au moyen d'un contenant calibré et d'un chronomètre) ou à l'aide d'un déversoir de jaugeage. La méthode volumétrique est appropriée aux petits débits provenant de galeries, de trous de drainage, de joints ou de fissures. Les déversoirs triangulaires ou trapézoïdaux sont adaptés aux débits excédant environ 0,05 litres par seconde (SNCOLD, 1991, tableau 5.1). Le débit est obtenu en mesurant le niveau d'eau en amont de la zone d'influence du déversoir, au moyen d'une échelle graduée, d'un pointeur ou d'une jauge de type sonar. DiBaggio & Myrvoll (1985) décrivent un déversoir à ouverture en V avec appareil d'enregistrement automatique activé par des cylindres flottants. Les variations du niveau d'eau font varier la force due à la poussée de l'eau sur les cylindres, laquelle peut être mesurée au moyen d'un transducteur à corde vibrante. Un microprocesseur convertit les lectures en débits; cette technique rend possible la lecture à distance et le traitement par ordinateur. Les deux méthodes sont simples et fiables, et la redondance n'est habituellement pas nécessaire.

Puisque les fondations d'un barrage sont souvent géologiquement complexes et caractérisées par des coefficients de perméabilité très variables, il est conseillé d'effectuer des mesures de percolation et de fuite partielles ou sectorielles (i.e. en fonction de secteurs potentiellement critiques et en considérant séparément les deux appuis) plutôt qu'uniquement des mesures globales. Cette approche facilite l'identification des zones critiques où surviennent des mesures anormales. Le barrage Puy-Terrier est un exemple type de l'application d'une telle approche (Loudière et al., 1985).

Les précipitations et la fonte des neiges peuvent masquer les volumes d'eau captées à l'aval d'un barrage et entraîner des erreurs de mesures.

#### 5.3.2.4. *Mesures de déformations unitaires dans les fondations rocheuses*

Les tendances récentes sont d'effectuer des mesures intégrées sur de grandes distances ou suivant une série continue de segments alignés. Les instruments permettant ce type de mesure incluent le Distofo et l'Extensofor (Bellier & Debreuille, 1977 ; Salembier, 1983 ; ICOLD, 1993). Le principe de la mesure est basé sur les changements de fréquence correspondant à des changements d'induction de deux circuits résonnants accompagnant des mouvements relatifs. Le Distofo est installé en permanence dans un trou de forage tandis que l'Extensofor peut être enlevé une fois la mesure effectuée. La précision de la mesure est <0,1 mm.



measurements in five boreholes arranged upstream and downstream of the grout curtain (Arn, 1989).

### *5.3.2.3. Seepage and leakage measurement*

Measurement of leakage is either volumetric (by using a calibrated container and a stopwatch) or by a gauging weir or flume. Volumetric measurements are suitable for small discharges observed in galleries, drainage boreholes, and in a joint or fissure. Triangular or trapezoidal weirs are used for discharges in excess of about 0.05 liters/s (SNCOLD, 1991, Table 5.1). The discharge is obtained by monitoring the water level upstream of the zone of influence of the weir by a staff gage, measuring pointer, or sonar gage. DiBiagio & Myrvoll (1985) describe a V-notch weir with an automatic recording device consisting of floating cylinders. Variations in water level cause a change in the buoyancy force on the cylinders which can be sensed by a vibrating wire transducer. A microprocessor converts the readings into flow rates with possibility of remote reading and processing. Both methods are simple and reliable, and redundancy is usually not necessary.

Because dam foundations are often geologically complex with greatly differing permeabilities, partial or sectorial measurement of seepage and leakage should be sought (i.e. with emphasis on selected, potentially critical areas and each abutment separately) rather than only the total amount. This facilitates identification of critical zones where abnormal readings occur. Puy-Terrier dam is an example of separate collection of leakage (Loudiere et al., 1985).

Rainfall and snow melt can adulterate leakage volumes collected downstream of a dam, and measurements are subject to errors during periods of precipitation.

### *5.3.2.4. Strain measurements in rock foundations*

Recent trends are towards integrated measurements over long distances, or over a continuous series of aligned lengths. Instruments of this type are the Distofofor and Extensofofor (Bellier & Debreuille, 1977; Salembier, 1983; ICOLD, 1993). The principle of measurement is based on the frequency change which occurs with change in induction of two resonant circuits upon relative movement. The Distofofor is meant to be installed permanently in the borehole, while the Extensofofor assembly can be removed after the reading has been taken. Accuracy of measurement is < 0.1 mm.

Le Micromètre Coulissant est basé sur le concept d'observations linéaires, c'est-à-dire qu'il mesure la distribution d'une valeur de déformation le long d'un alignement (Kovári & Peter, 1983 ; Kovári, 1985). Fondamentalement, le changement de position (mouvement relatif) de collets de mesure en forme d'anneaux espacés de 1 m et injectés dans le roc est mesuré au moyen d'une sonde portable comportant un transducteur différentiel à voltage linéaire (LVDT). La distribution de la déformation relative ainsi mesurée constitue un excellent outil permettant d'identifier les fissures et joints actifs (qui indiquent des mouvements différentiels) dans la fondation. De tels mouvements sont reconnaissables sur les enregistrements par les pointes apparaissant sur la courbe de déformation comme l'illustre la Fig. 5.3. Le suivi à long terme de la déformation axiale dans un forage (par exemple à l'endroit d'une fissure pendant la mise en eau) peut être effectué au moyen de l'appareil FIM, constitué d'une jauge fixe récupérable après usage (Naterop & Köppel, 1991). Ce dernier est installé dans les mêmes tubes que le micromètre coulissant. Enfin, l'appareil Trivec est un instrument de haute précision qui permet de déterminer la distribution du déplacement suivant trois plans orthogonaux dans un forage vertical. La précision est supérieure à 3  $\mu\text{m}/\text{m}$  (Köppel et al., 1983).

### **5.3.3. Importance relative et fiabilité des paramètres à mesurer**

Le type de barrage, la nature de ses fondations et la phase d'aménagement pendant laquelle l'auscultation est réalisée déterminent l'importance relative des différents paramètres à mesurer. Les paramètres pour les phases d'opération et à long terme sont donnés au tableau 5.3. Durant la phase construction, les phénomènes de percolation d'eau sont peu importants ou même inexistants, sauf en cas de remplissage partiel du réservoir, ce qui rend inutiles les mesures de fuites d'eau et de sous-pressions. La mesure et le suivi des variations de la nappe phréatique, en fonction des précipitations et des niveaux de la rivière, etc., sont plus importants. Ceci s'applique aussi aux sources en aval du futur barrage.

Le tassement de la fondation constitue le paramètre à mesurer le plus important lors de la phase construction des ouvrages en remblai fondés sur le mort-terrain ou sur un rocher de faible résistance. Dans les terrains mous, compressibles et saturés (argiles et roches argileuses) l'apparition de pressions interstitielles doit être surveillée avec une attention particulière pour s'assurer de la stabilité.

La fiabilité des données d'auscultation dépend beaucoup du type d'instrument de mesure utilisé, à savoir sa simplicité, sa robustesse, sa procédure d'installation, etc. Les mesures des venues d'eau et des mouvements, effectuées sur les parties accessibles de la fondation (en surface ou en galerie), sont les mesures les plus fiables alors que les mesures de déformation internes peuvent être influencées par le transfert de poids du milieu ambiant au niveau de l'appareil de mesure si l'installation n'est pas bien évaluée.

Dans le cas où les conditions varient peu, le piézomètre ouvert de type Casagrande donne des résultats fiables alors que les cellules piézométriques peuvent occasionnellement donner des résultats erratiques ou contradictoires. La fiabilité peut être grandement améliorée par l'ajout d'instruments d'auscultation

The Sliding Micrometer (SM) uses the concept of "linewise observation", i.e. measuring the distribution of a deformation quantity along a line (Kovári & Peter, 1983; Kovári, 1985). Basically, the change in position (relative movement) of ring-shaped measuring units spaced at 1 m, and grouted into the rock, is sensed by a portable probe with a displacement transducer. Such strain distribution measurements provide an excellent tool to identify active joints or cracks (which exhibit differential movements) in the foundation. These are visible on a record by sharp peaks in the strain curve, as shown in Fig. 5.3. For permanent longterm observation of axial deformation in a borehole (e.g. at the location of a crack during reservoir filling), the FIM (Fix-installable and again recoverable strain meter) can be used (Naterop & Köppel, 1991). It is installed in the same tubes as used for the SM. Finally, the Trivec is a high precision instrument for determining the distribution of the three orthogonal displacement vector components along a vertical borehole. Accuracy is better than 3  $\mu\text{m}/\text{m}$  (Köppel et al., 1983).

### **5.3.3. Relative importance and reliability of quantities to be monitored**

The type of the dam, its foundation, and the development stage at which monitoring is being conducted, determine the relative importance of the various quantities to be measured. Table 5.3 lists these for the operating/long-term stage. During the construction stage, water flow phenomena are of minor importance or non-existent (unless there is partial impounding). This eliminates leakage and uplift pressure measurements. Of importance is the monitoring of the groundwater table, for example its variation with river flow, rainfall, etc. This also applies to existing springs downstream of the future dam.

For embankment dams on soils and weak rocks, foundation settlement is the most important quantity during construction. In soft, compressible, and saturated clays and clay shales excess pore pressure generation has to be monitored carefully to check stability.

The reliability of the data obtained by the various measurements depends on the type of device used (simplicity, robustness, installation procedure, etc.). Most reliable are leakage measurements and displacements measured on accessible parts of the foundation (on the surface, in galleries). Internal deformations can be affected by load interaction of the measuring device with the surrounding medium if installation is not carefully considered.

Standpipe piezometers of the Casagrande type give reliable values under slowly varying conditions, whereas piezometer cells can occasionally produce erratic and inconsistent data. The check on reliability can be greatly improved by providing for redundant instruments. This applies particularly to piezometer cells.

additionnels agissant comme témoins. Ceci s'applique particulièrement aux cellules piézométriques.

La mesure la plus problématique est probablement celle de la pression totale des terres obtenue à l'aide d'une cellule de pression souvent installée à l'interface fondation-remblai. En général, la contrainte mesurée par une telle cellule n'est pas la même que celle qui aurait existé à cet endroit si aucune cellule n'avait été installée. Les facteurs qui influencent les mesures des cellules de contrainte ont été revus par Weiler & Kulhawy (1982) et ils sont classés en trois groupes : (1) propriétés et géométrie de la cellule de contrainte, (2) propriétés du sol dans lequel la cellule est placée, et (3) les conditions du milieu. À partir d'investigations expérimentales et de données obtenues sur des barrages existants, Aufleger & Strobl (1997) ont conclu qu'un grand nombre de cellules sont requises en un point donné pour obtenir un résultat de mesure raisonnablement fiable, compte tenu de la complexité de l'interaction entre la cellule et le sol. Des corrections aux mesures en place peuvent être apportées en comparant les contraintes mesurées à celles calculées. En général, les mesures des contraintes totales ne sont pas essentielles à l'évaluation de la sécurité de l'ouvrage ; elles sont le plus souvent utilisées pour vérifier les hypothèses de conception.

Tableau 5.3.

*Importance relative des paramètres à mesurer durant la phase exploitation*

Barrage Fondation	Barrage en béton			Barrage en remblai
	Gravité	Voûte	Contrefort	
Roche	Sous-pression Écoulement et drainage Déplacement de la fondation	Déplacement dans la fondation et les appuis (extensomètre) Écoulement et drainage Pression interstitielle (pour rideau d'injection)	Déplacement dans la fondation Sous-pression Écoulement et drainage Pression interstitielle (pour rideau d'injection)	Écoulement Pression interstitielle (pour rideau d'injection)
	Turbidité et teneur en soluté pour roc sédimentaire avec matériaux solubles (i.e. gypse)			
Sol et roche de faible résistance	-	-	-	Écoulement et drainage Turbidité Pressions interstitielles Tassement

The most problematic measurements are probably total pressures measured by earth or contact pressure cells which are sometimes placed at the foundation/embankment fill interface. The stress measured by such a cell will, in general, not be the same as the stress which would exist at that point if the cell were not installed. The factors affecting stress cell measurements have been reviewed by Weiler & Kulhawy (1982) and were classified into three groups: (1) stress cell properties and geometry, (2) properties of the earth material in which the cell is placed, and (3) environmental conditions. Aufleger & Strobl (1997) concluded from experimental investigations and data from existing dams that because of the complex interaction between cell and ground, a large number of cells are needed to arrive at a reasonably reliable value at one point of measurement. Correction of measurements can, however, be accomplished by relating observed stress values with calculated overburden stresses and a large number of cells can be avoided. Total stress measurements are, in general, not essential for safety assessments; they are mostly used for the verification of design assumptions.

Table 5.3  
Relative importance of quantities to be monitored in operating phase

Dam type Foundation	Concrete dam			Embankment dam
	Gravity	Arch	Buttress	
Rock	Uplift Leakage and drainage Displacement in foundation	Displacement in foundation and abutment (extensometer) Leakage and drainage Pore pressures (for grout curtain)	Displacement in foundation Uplift Leakage and drainage Pore pressures (for grout curtain)	Leakage Pore pressures (for grout curtain)
	Turbidity and solute content for rock with soluble materials, e.g. gypsum in sedimentary rock			
Soil and weak rock	-	-	-	Leakage and drainage Turbidity Pore pressures Settlement

### **5.3.4. Conception d'un système d'auscultation d'une fondation**

Habituellement l'auscultation d'un barrage et de sa fondation constitue un tout, la conception du système d'auscultation de la fondation faisant partie du système global. Les aspects suivants doivent alors être pris en considération:

- Les paramètres à mesurer; les données de mesure obtenues devraient pouvoir décrire le comportement de la fondation
- Des conditions géologiques particulières peuvent exiger l'installation d'appareils de mesure concentrés à un endroit précis et parfois même l'utilisation d'appareils spéciaux
- Le type d'appareil de mesure afin d'obtenir les données recherchées
- Le nombre et la localisation des appareils de mesure
- La duplication (redondance) d'appareils le long de lignes de mesure, i.e. appareil de mesure de tassement qui intercepte un appareil de mesure de déformation horizontale, l'un et l'autre appareil étant de type différent (Fig. 5.1.)
- Le type de lecture recherchée, i.e. manuelle, à distance, mixte
- La fréquence des observations (généralement pour les lectures manuelles), à modifier selon les besoins
- La transmission et le traitement des mesures
- La formation du personnel pour l'auscultation et le traitement des données.

Chaque fondation de barrage est un cas particulier. Le système d'auscultation dépend du type de fondation, de l'envergure de l'aménagement, des risques possibles en aval du barrage et de l'état des connaissances des conditions souterraines. Il doit être conçu pour s'ajuster aux caractéristiques spécifiques de l'aménagement, les possibilités d'uniformiser les systèmes étant limitées. Les tendances d'aujourd'hui favorisent l'utilisation d'un plus grand nombre d'appareils de mesure dans la fondation de façon à obtenir l'information la plus complète possible concernant les déformations et la percolation. Certains appareils doivent être mis en place avant le début de la construction du barrage (i.e. suivi de l'eau souterraine phréatique) et le système d'auscultation des fondations doit donc être conçu à la phase conception.

### **5.3.5. Fréquence recommandée des lectures**

La fréquence des lectures est fonction de la phase de l'aménagement. Les mesures doivent être beaucoup plus fréquentes durant la phase de construction et celle du premier remplissage du réservoir que pendant la phase d'exploitation à long terme alors que les conditions de la fondation se sont stabilisées. Une augmentation de fréquence est justifiée suite à des événements exceptionnels comme les

### **5.3.4. Designing a foundation monitoring system**

Foundation and dam structure are usually monitored as an entity, and the design of the foundation monitoring system is just part of the overall system. The following aspects must be considered:

- Quantities to be monitored; the data obtained from the measurements should describe best the behavior of the foundation
- Special geological conditions may require a concentration of instruments in a particular area, and sometimes also special devices
- Type of instruments for obtaining the required data
- Number and distribution of instruments
- Provision of redundancy through intersecting lines of measurement, e.g. vertical settlement device intersects with horizontal movement device, both measured by different methods (Fig. 5.1)
- Type of reading foreseen, i.e. manual, remote, mixed
- Frequency of observation ( mainly for manual readings) to be flexibly adjusted as per cause-effect conjectures
- Data transmission and processing
- Staff to be trained for monitoring and processing.

Each dam foundation is an individual case. The monitoring program depends on the type of the foundation, the size of the project, the risk in the downstream area, and the state of knowledge of the subsurface conditions. It must be tailored to suit the specific project features, and possibilities for standardization are limited. Today's trend is to allow a larger proportion of the overall instrumentation to be devoted to the foundation in order to cover deformation and seepage measurements more comprehensively. Some instrumentation has to be installed before the start of construction (e.g groundwater monitoring), and the system should thus be defined at the design stage.

### **5.3.5. Recommended frequency of reading.**

The frequency of measurement is related to the development stage of a project. Readings will be much more frequent during construction and first impounding than when the foundation has reached a stable condition during long-term operation. Increased reading frequency is also warranted following unusual events, i.e. earthquakes, rapid drawdown, and flood conditions, and when abnormalities are

tremblements de terre, la vidange rapide du réservoir, les crues extrêmes ou lorsque des conditions anormales de comportement sont observées. Dans ce dernier cas, l'augmentation de la fréquence des lectures doit être maintenue jusqu'à ce que la cause des anomalies soit connue et que des mesures correctives aient été prises.

Le tableau 5.4 propose un programme de fréquence de lectures (DVWK, 1991; CIGB, 1989). La pratique utilisée varie de façon significative d'un pays à l'autre et un programme d'observation prédéterminé n'est pas toujours souhaitable ou pratique. La fréquence des lectures doit être établie en fonction de l'évolution des variations des mesures, particulièrement durant la phase construction et lors du premier remplissage du réservoir. Le programme doit demeurer flexible et des lectures doivent être prises durant toute la vie active de l'ouvrage. Si le système d'auscultation sert également au programme de sécurité de l'ouvrage, toutes les mesures significatives à l'exception des mesures géodésiques longues à effectuer doivent être prises à des intervalles appropriés (habituellement une fois par mois), c'est-à-dire suffisamment courts pour permettre de diagnostiquer les problèmes. La lecture des appareils qui ont rempli entièrement leur rôle doit être abandonnée. Autrement, elle ne contribue qu'à une masse de papier non nécessaire. Un tel abandon exige cependant une justification réelle.

Avec la venue des systèmes automatiques d'enregistrement des données, la fréquence des lectures a augmenté considérablement puisqu'il est possible de lire les appareils de façon continue, si nécessaire.

Tableau 5.4a.  
*Guide de fréquence de lecture (fondation rocheuse)*

Phase		Fondation rocheuse							
		Repère (3D) de surface	Pendule	Extensomètre, fil d'alignement	Fissure et joint	Drainage et fuite	Sous-pression	Piézo. aux appuis	Inspection visuelle
Durant la construction		avant le début	1/s	1/s	1/s	1/s*	1/s*	1/s*	1/j
Durant le premier remplissage		au niveau max.	1/j	1/j	1/j	2/s	1/j	1/j	1/j
Après le premier remplissage	1 <sup>e</sup> année d'opération	2/a	2/m	2/m	2/m	1/s	1/s	1/s	1-2/s
	Lorsque le système a atteint un comportement stabilisé	1/a au niveau max.	1/m	1/m	1/m	1/s	1/s	1/s	1/s

Note: \*si applicable

j = jour, s = semaine, m = mois



noted. In the latter case, the increased reading frequency must be maintained until the cause has been detected, and corrective measures applied.

Table 5.4 provides a framework for scheduling readings (DVWK, 1991; ICOLD, 1989). The practice in different countries varies significantly. Predetermined observation schedules are usually not practical nor advisable. The observation frequency during construction and first impounding must be commensurate with the rate of change of the measured quantities. The schedule must remain flexible, and some readings will continue throughout the lifetime of the facility. If instrumentation also serves safety surveillance, all relevant measurements, with the exception of the time-consuming geodetic ones, should be carried out in judiciously chosen (usually one month) intervals, i.e. short enough to help diagnose problems. Instruments that have fulfilled their purpose should no longer be read. Otherwise, they only contribute to an unnecessary volume of paper. There must, however, be sound justification if the monitoring of a quantity is to be abandoned.

With the introduction of automatic recording systems, the frequency of recording has increased significantly, as it is possible to read the sensor continuously if required.

Table 5.4a.  
Guidelines for frequency of readings (rock foundations)

Stage		Rock foundation							
		Surface point (3-dim)	Plumb line	Extensometer, wire alignment	Crack/joint movement	Drainage Leakage	Uplift	Piezometer in abutment	Visual inspection
During construction		read before start	1/w	1/w	1/w	1/w*	1/w*	1/w*	1/d
First impounding (for each specified rise)		at max. reservoir level	1/d	1/d	1/d	2/w	1/d	1/d	1/d
After first impounding	1 <sup>st</sup> year operation	2/year	2/m	2/m	2/m	1/w	1/w	1/w	1-2/w
	After system attains stabilized pattern of behavior	1/year at max. reservoir level	1/m	1/m	1/m	1/w	1/w	1/w	1/w

Note: \*if applicable

d = day, w = week, m = month

Tableau 5.4b.  
*Guide de fréquence de lecture (fondation de mort-terrain)*

Phase		Fondation de mort-terrain							
		Repère de surface	Extensomètre	Tassement	Drainage et fuite	Turbidité	Pression interstitielle	Pression totale	Inspection visuelle
Durant la construction		avant début	1/s	2/s	-	-	2/s	1/s	1/j
Durant le premier remplissage		au niveau max.	1/s	1/s	2/s	1/s	2/s	1/s	1/j
Après le premier remplissage	1 <sup>e</sup> année d'opération	2/a	1/m	2/m	2/m	1/m	2/m	1/m	1/s
	Lorsque le système a atteint un comportement stabilisé	1/a au niveau max.	1/m	1/m	1/m	1/m	2/m	1/m	1/m

Note : j = jour, s = semaine, m = mois

### 5.3.6. Développements récents

#### 5.3.6.1. Acquisition des données et traitement

La tendance actuelle est d'installer des systèmes d'acquisition pouvant effectuer la lecture automatique et à distance d'appareils de précision que l'on avait l'habitude de lire manuellement, tels les pendules, les extensomètres, les fissuromètres, les piézomètres, les cellules de pression, de température, l'écoulement, etc. Des capteurs ont été modifiés récemment pour remplir ces fonctions. La lecture automatique est particulièrement avantageuse pour les barrages situés en milieu éloigné, à haute altitude, dans des régions éloignées, et qui ne peuvent être visités pendant toutes les périodes de l'année.

Les développements actuels s'orientent vers des réseaux modulaires consistant en détecteurs intelligents avec commandes intégrées, multiplexage, traitement des signaux, conversion analogue-numérique et communication, ou en détecteurs conventionnels combinés à un module multiplexeur. Les modules multiplexeurs peuvent être munis d'une protection parafoudre modulaire et d'adaptateurs pour la lecture manuelle au moyen d'un poste portable. Des détecteurs supplémentaires peuvent être raccordés au système sans aucune difficulté. Les données sont transmises directement à un ordinateur personnel situé dans une station de mesure locale via un câble à quatre conducteurs ou par signal radio en visée directe. Elles sont stockées sur disquettes et sur fichiers et peuvent être facilement transférées par modem vers un ordinateur central loin du site. La saisie se fait au moyen de

Table 5.4b.  
Guidelines for frequency of readings (soil foundations)

Stage		Soil foundation							
		Surface point displacement	Extensometer	Settlement gage	Drainage Leakage	Turbidity	Pore pressure	Total pressure	Visual inspection
During construction		read before start	1/w	2/w	-	-	2/w	1/w	1/d
First impounding (for each specific rise)		at max. reservoir level	1/w	1/w	2/w	1/w	2/w	1/w	1/d
After first impounding	1 <sup>st</sup> year operation	2/year	1/m	2/m	2/m	1/m	2/m	1/m	1/w
	After system attains stabilized pattern of behavior	1/year at max. reservoir level	1/m	1/m	1/m	1/m	2/m	1/m	1/m

Note : d = day, w = week, m = month

### 5.3.6. Recent developments

#### 5.3.6.1. Data acquisition and processing

Present trends are to automate and read remotely precision instruments which used to be read manually, such as plumbines, extensometers, joint meters, transducers for pore water pressures, uplift pressures, earth pressures, leakage, etc. Sensors have recently been modified to suit this purpose. Automated reading is particularly advantageous for dam sites in remote, high altitude, rugged terrain, which cannot be attended all year round.

The development tends towards modular networks consisting of intelligent sensors capable of command integration, multiplexing, signal conditioning, analog-to-digital conversion, and communication, or of conventional sensors combined with a multiplexer module. Multiplexer modules can be fitted with modular lightning protection and manual readout adaptors. The latter enable the use of portable readout units for manual reading. Additional sensors can be connected to the system without difficulty. Data are transmitted directly to a personal computer at a local measuring station via a four conductor cable or line-of-sight radio. Data are stored on disks and files, and they can be transferred easily by modem to a central computer remote from the site. Logging is by powerful software consisting of modules and sequences which allow the user to specify sensor, commands, sampling

puissants programmes qui permettent à l'utilisateur de choisir le détecteur, les commandes désirées, la période et l'intervalle de mesure. On trouvera des informations supplémentaires sur les systèmes électroniques d'acquisition et de traitement dans SNCOLD (1994) et Giuseppetti (1997).

### 5.3.6.2. *Système de positionnement global (GPS)*

Le système de navigation par satellite NAVSTAR GPS (Geiger & Schmidt, 1992 ; Hofman-Wellenhof et al., 1994) permet de déterminer la position de points géodésiques et a récemment été utilisé pour les relevés géodésiques d'aménagements hydrauliques. Le principal avantage de cette méthode est qu'elle ne requiert pas de visée directe entre les points de référence. Le point de référence peut donc être installé sur un terrain stable situé bien en dehors de la zone d'influence du barrage et du réservoir. De tels points de référence peuvent servir à compléter le réseau terrestre. On considère que les réseaux hybrides tridimensionnels constituent la solution la plus avantageuse; chaque méthode peut être mise en œuvre de façon optimale.

La précision obtenue avec la méthode GPS dépend de la période de temps requise pour solutionner l'ambiguïté des phases (Frei, 1997). Pour les distances n'excédant pas environ 5 km avec visibilité de 4-5 satellites, les ambiguïtés peuvent être solutionnées en moins de 5 minutes par point de référence. L'analyse de chaque point supplémentaire, entièrement automatisée, prendra 2 à 3 minutes et permettra les précisions suivantes: 3-10 mm pour les coordonnées et 10-30 mm pour les élévations. Walser & Egger (1995) soulignent quelques difficultés rencontrées avec le GPS en régions de hautes montagnes (visibilité de satellites).

### 5.3.6.3. *Surveillance des percolations et écoulements par détection de la température*

La détection d'écoulements par mesure de température a été réalisée avec succès au site de plusieurs barrages en remblai de faible hauteur (principalement des digues en bordure de canaux) (Johansson, 1991, 1996 ; CFGB, 1997; Dornstätter, 1997; Fry et al., 1997). On considère que la méthode est également applicable à certaines parties de fondation de barrage. Dans une masse de terrain à travers laquelle il n'y a aucune infiltration ou écoulement appréciable, la distribution de la température est contrôlée par la conduction thermique. À une profondeur d'environ 5 m sous la surface du sol, dans des matériaux ayant une perméabilité inférieure à  $10^{-7}$  m/s, même de petits écoulements peuvent affecter substantiellement la température du sol. L'eau agit comme un traceur et cause des anomalies thermiques qui peuvent être détectées. Une méthode de mesure de température communément utilisée consiste à insérer des tubes creux dans le sol dans lesquels est descendue une chaîne de détecteurs de température (thermographie en profondeur). À date, la détection de température s'est limitée à une profondeur d'environ 20 m.

Une nouvelle méthode très prometteuse, encore en développement, fait appel au radar à laser à fibre optique (FTR) (CFGB, 1997 ; Fry et al., 1997). Cette méthode permet une surveillance continue de la température sur de grandes distances (Aufleger et al., 1998).

period, and sampling interval. Further information on electronic-based data acquisition and processing can be found in SNCOLD (1994) and Giuseppetti (1997).

### 5.3.6.2. *Global positioning system (GPS)*

The satellite navigation system NAVSTAR Global Positioning System (GPS) (Geiger & Schmidt, 1992; Hofmann-Wellenhof et al., 1994) enables the determination of the position of geodetic points and has recently been used in the geodetic survey of storage facilities. The main advantage of this method is that it does not require direct sighting between stations. The station can thus be installed in stable terrain and well outside the zone of influence of dam and reservoir. Such stations can be used to supplement the terrestrial net. Hybrid, three-dimensional nets are considered the best solution as they enable each method to be applied optimally.

The accuracy which can be achieved with GPS depends on the time needed to resolve phase ambiguities (Frei, 1997). For distances below about 5 km and with 4 to 5 satellites visible, the ambiguities can be solved in less than five minutes for one station. Analysis of each additional point is fully automated and will take 2 to 3 minutes, yielding the following accuracies: 3 - 10 mm for coordinates and 10 to 30 mm for elevations. Walser & Egger (1995) point out some difficulties experienced with GPS in high mountain regions (e.g., satellite visibility).

### 5.3.6.3. *Monitoring seepage and leakage through temperature sensing*

Leakage detection through sensing the temperature has been practiced successfully in several low embankment dams (mainly dikes along canals) (Johansson, 1991, 1996; CFGB, 1997; Dornstädter, 1997; Fry et al., 1997) and the method is thought to be applicable also to certain parts of a dam foundation. In a body of ground through which there is no appreciable seepage or leakage the distribution of the temperature is controlled by heat conduction. Below about 5 m from the surface, in materials with a permeability of  $<10^{-7}$  m/s, already small flows can significantly affect the temperature in the soil. The fluid acts as a tracer and will cause temperature anomalies which can be sensed. One common method of temperature measurement is through hollow pipes inserted into the ground into which a string of temperature sensors can be lowered (deep thermography). Presently, the depth of temperature sensing is limited to about 20 m.

A very promising new technique which is still under development, is fibre optic temperature laser radar (FTR) (CFGB, 1997; Fry et al, 1997). This method permits continuous monitoring of temperature over long distances (Aufleger et al., 1998).

#### 5.3.6.4. *Surveillance des émissions acoustiques*

Les émissions acoustiques (EA) sont des sons générés à l'intérieur d'un matériau lorsqu'il est soumis à une contrainte et qu'il se déforme. Ces sons peuvent être audibles (habituellement lorsque la déformation s'approche du point de rupture), lorsque, par exemple, il se produit un frottement entre les particules de sol; plus fréquemment, ils ne sont pas audibles en raison de leur basse amplitude ou de leur haute fréquence ou les deux à la fois. Les signaux acoustiques sont plus faibles que les signaux sismiques et correspondent à une bande de fréquence plus élevée.

La technique d'émissions acoustiques a été appliquée d'abord aux roches (pour surveiller les éclatements dans les mines), puis aux sols, au béton et aux matériaux non géologiques (Koerner & Lord, 1976). En ce qui concerne les fondations de barrage, les applications potentielles incluent : la surveillance des parties instables des appuis, la surveillance des percolations et la détection des zones de fuites majeures (l'écoulement doit être turbulent pour être détectable), le développement de fissures et leur propagation dans la fondation sous l'effet des contraintes induites par le barrage et le réservoir, le mouvement par cisaillement dans les zones de faille, etc. Cependant, il existe très peu de cas d'applications réussies (Gould & Lacy, 1993).

La méthode d'émissions acoustiques n'est utilisable que sur une base comparative, c'est-à-dire qu'elle peut détecter si l'activité acoustique croît ou décroît. Un diagnostic n'est pas encore possible, principalement parce que les mesures dépendent des équipements utilisés.

#### 5.3.7. **Présentation des données**

Les données d'auscultation doivent être traitées rapidement en vue de permettre l'évaluation du comportement de la fondation. Elles doivent d'abord être transformées en quantités physiques significatives (pression, longueur, déformation, etc.). En l'absence d'un système moderne de traitement des données, celles-ci doivent être présentées sous une forme graphique, manuellement, en utilisant des échelles appropriées (la même échelle, de préférence, pour tous les graphiques pour faciliter la comparaison). Les graphiques montrant les quantités physiques en fonction du temps sont très utiles pour indiquer les tendances et les modèles des variables étudiées.

Deux options sont disponibles avec les systèmes automatiques d'acquisition des données (Anesa et al., 1981; Bonaldi et al., 1982) :

- acquisition directe des données et leur traitement en temps réel
- emmagasinage des lectures dans une base de données pour un traitement indirect

#### 5.3.6.4. *Acoustic emission monitoring*

Acoustic emissions (AE) are sounds generated within a material which is being stressed and thereby deforms. These sounds can be audible (usually at deformations close to failure) when, for example, soil particles abrade against each other, but more often, they are subaudible due to their low amplitude or high frequency, or both. AE signals are weaker than seismic signals and have a higher frequency band.

AE was initially applied to rocks (e.g. for monitoring rock bursts in mines) and subsequently to soils, concrete and non-geologic materials (Koerner & Lord, 1976). With respect to dam foundations, potential applications are: monitoring of unstable parts of abutments, monitoring of seepage, detecting regions of major leaks (the flow must be turbulent to be detected), detecting the development of cracks and their propagation in the foundation under dam and reservoir loading, detecting shearing movement in fault zones, etc.; however, there are only a few successful case histories (Gould & Lacy, 1993).

The AE method is only usable on a comparative basis, i.e. it can detect whether AE activity is increasing or decreasing. A diagnosis based on absolute AE values is not yet possible, mainly because the measurements are also equipment-dependent.

#### 5.3.7. **Data presentation**

Instrument data must be processed promptly to enable foundation performance evaluation. They are usually first reduced to meaningful physical quantities (pressure, length, strain, etc). In the absence of modern data processing facilities, the principal product should be a graphical presentation of the physical quantities measured. Plots can be made manually, using reasonable scales (preferably the same for all similar graphs to facilitate comparison). Most useful are plots of a quantity versus time, as these provide direct indications of trends and patterns of the variable considered.

If an automatic acquisition system is used, two options are available (Anesa et al., 1981; Bonaldi et al., 1982):

- on-line data acquisition and initial processing in real time
- storing of readings in a data base for off-line processing

Les bases de données combinées à un logiciel interactif (Bonaldi et al, 1980 b) permettent l'emmagasinage de toutes les données des conditions actuelles des fondations et leur traitement en vue d'obtenir une bonne évaluation du comportement. En particulier, le logiciel doit permettre d'obtenir :

- une vérification logique des mesures redondantes
- des graphiques réalisés suivant des présentations préétablies, avec les options suivantes:
  - historiogramme, incluant les événements significatifs (cause et effet)
  - corrélation entre le niveau du réservoir, les niveaux piézométriques, les pressions interstitielles et les fuites d'eau
  - variation dans le temps des profils de déplacement pour les coupes en travers sélectionnées
  - analyse statistique des graphiques

## 5.4. INTERPRÉTATION DES LECTURES

### 5.4.1. Évaluation du comportement mesuré

Il existe deux façons d'analyser le comportement avec les logiciels récents (Fanelli, 1979; Bonaldi et al, 1980a; Lombardi, 1992), à savoir:

- 1) par modèles déterministes, «a priori»
- 2) par modèles statistiques ou à régression, «a posteriori»

Les *modèles déterministes* sont basés sur un modèle mathématique de la fondation permettant de prédire un comportement en fonction d'une variable, comme par exemple la déformation d'une fondation rocheuse d'un barrage en béton en fonction du niveau du réservoir. La définition d'un tel modèle exige une connaissance approfondie des caractéristiques mécaniques du matériau de fondation. De plus, le modèle devra être calibré à l'aide de données d'auscultation obtenues à partir des conditions normales d'opération. Un tel modèle peut alors servir pour prédire le comportement futur de la fondation (Bonaldi et al., 1977).

Les *modèles à régression* sont eux basés sur la relation cause (ou chargement) variables, (i.e. niveaux du réservoir, températures) à effet (ou réponses) quantitatives, (i.e. déplacements, pressions interstitielles, fuites) et ces modèles sont purement empiriques. Ils requièrent cependant un ensemble chronologique de données portant sur ces variables et échelonnées sur une période d'observation suffisamment longue. Ces séries de quantités reliant les causes et effets font alors l'objet de corrélation à l'aide de techniques de régression. Le modèle statistique aura la forme générale suivante :

$$A = f(a, b, c) \quad (5.1)$$

où A est une quantité résultant de l'effet et a, b, c sont des quantités générées par la cause.



Data bases in combination with interactive software (Bonaldi et al., 1980b) allow storing of all data on the actual condition of the foundation and processing these for use in an efficient performance evaluation. In particular, the software should be able to provide:

- consistency checks on redundant measurements
- graphs following pre-specified formats, including the following options:
  - time history diagrams with "cause" and "effect" quantities
  - correlations between reservoir water level and piezometric head elevation, pore water pressures, and leakage
  - time variation of displacement profiles in selected sections
- statistical analysis of graphs

## 5.4. INTERPRETATION OF READINGS

### 5.4.1. Evaluation of measured behavior

With modern software, there are basically two approaches to analyze measured behavior, namely (Fanelli, 1979; Bonaldi et al., 1980a; Lombardi, 1992):

- 1) by deterministic "a priori" models
- 2) by regressive "a posteriori" or statistical models

*Deterministic models* are based on a mathematical model of the foundation to predict a functional relationship, for example, the deformation of a rock foundation of a concrete dam as a function of reservoir level. The definition of such a model requires a thorough knowledge of the mechanical characteristics of the foundation materials. In addition, the model needs calibration by using monitoring data obtained under normal operating conditions. The model can then be used to predict the future behavior of the foundation (Bonaldi et al., 1977).

*Regressive models* are based on correlations of cause (or load) variables (e.g. reservoir level, temperature) and effect (or response) quantities (e.g. displacements, pore pressures, leakage) and are purely empirical. They require therefore chronological series of readings of these variables over a sufficiently long period of observation. The series of cause quantities and effect quantities are then correlated by means of regression techniques. The statistical model has the general form of:

$$A = f(a, b, c) \tag{5.1}$$

where A is an effect quantity and a, b, c are cause quantities.

Les modèles plus sophistiqués à régression, dit hybrides et autorégressifs, peuvent être considérés comme troisième approche. Ces modèles utilisent eux aussi les résultats prévisibles de la valeur quantitative de l'effet pour le calcul de cette valeur, ce qui implique que la régression tient en compte l'expérience acquise antérieurement (Pürer & Steiner, 1986). Le modèle à régression doit autant que possible respecter les tendances déterministes i.e. le modèle ne doit pas modifier les lois gouvernant la réalité physique.

Actuellement, l'emploi de capteurs hautement intelligents et de systèmes automatiques d'acquisition de données permet d'obtenir à la fois un traitement direct des mesures et une évaluation préliminaire en temps réel du comportement (Vavassori et al, 1995).

#### **5.4.2. Comparaison entre le comportement prédit et mesuré**

La comparaison du comportement prédit avec les données d'observation a pour but principal la détection de toute déviation d'un comportement dit «normal» (Bonaldi et al, 1988). S'il y a des déviations, elles doivent alors être évaluées dans le contexte de la sécurité du barrage et tous les efforts doivent être faits en vue d'en trouver la cause. Cependant, avant de conclure à une déviation réelle, il y a lieu de procéder à une extrapolation en vue de vérifier la tendance générale. L'on doit se souvenir que le système barrage-fondation est sujet à des changements résultant de processus géomécaniques (i.e. écoulement interne) ou même de travaux de réhabilitation (i.e. injections), et que les modèles interprétatifs peuvent nécessiter des ajustements avec le temps. Les modèles à régression, s'ils sont basés sur le comportement connu, établi à partir de l'expérience passée, tiendront automatiquement compte de tels changements.

Lorsqu'un modèle est utilisé pour vérifier le comportement satisfaisant de la fondation, l'ampleur de la déviation, par rapport au comportement prédit, peut être appréciée à l'aide d'une «fourchette de tolérance». En Italie, par exemple, des fourchettes de trois différentes largeurs sont en usages (CIGB, 1989, rapport par ITCOLD). Cependant, les déviations ne deviennent significatives dans le contexte du suivi et du comportement que si le modèle de prédiction a été ajusté aux données calibrées de prédiction. Les déviations doivent être analysées en tenant compte de la sécurité et des mesures correctrices à prendre dans le cas où les limites de tolérance seraient dépassées.

Dans plusieurs cas, les opérateurs de barrage n'ont pas toutes les facilités pour établir des modèles statistiques. Les comparaisons se limitent alors à examiner de simples graphiques de données de mesures, ou bien en fonction du temps ou pour une coupe donnée, ou bien en fonction d'une mesure «effet» par opposition à une mesure «cause». De tels graphiques permettent de prédire les tendances à long terme et de détecter de soudaines déviations et, dans la plupart des cas, ils sont suffisants pour permettre d'obtenir une base satisfaisante d'appréciation du comportement et de la sécurité de l'ouvrage.

Les opérateurs de barrage doivent connaître la dispersion de lecture que chacun des instruments de mesure peut enregistrer sous des conditions

More sophisticated regression models are hybrid and autoregressive and may be considered a third approach. These models make use of previous values of an effect quantity in the calculation of the same quantity, which means that the regression "learns" from previous experience (Pürer & Steiner, 1986). The regression model should, however, insofar as possible, respect the deterministic trend, i.e. the model should not revise the governing physical laws.

Nowadays, the use of highly intelligent sensors and automated data acquisition systems allow both, on-line processing and a preliminary instant real-time evaluation of measured behavior (Vavassori et al., 1995)

#### **5.4.2. Comparison between monitored and expected behavior**

The main purpose of comparing predicted with observed data is to detect deviations from so-called "normal" behavior (Bonaldi et al., 1988). If deviations occur, they must be evaluated in the light of dam safety, and every effort must be made to find their cause. Initially, however, before deviations can be observed, extrapolations are made to check the general trend. It must be kept in mind that the dam/foundation system is subject to changes by geomechanical processes (e.g. seepage) or also by rehabilitation work (e.g. grouting), and interpretative models may require adjustments with time. Regressive models which are based on past performance will account for such changes automatically.

When using a model to check the satisfactory behavior of the foundation, the magnitude of deviation from predicted performance is sometimes assessed by means of a "band of tolerance". In Italy, for example, bands of three different widths are distinguished (ICOLD, 1989, Report by ITCOLD). However, only if the prediction model has been adjusted to "calibrated predicted values" will deviations become meaningful for surveillance purposes. Deviations have to be related to safety considerations and to measures which must be taken should they exceed specified tolerance limits.

In many cases, dam operators do not have facilities for establishing statistical models. Comparison is then limited to examining simple graphs of measured quantities, either versus time or over a section, or of an effect quantity versus a cause quantity. Such graphs can detect longterm trends and sudden deviations, and in most cases they are sufficient to provide a satisfactory basis for judging performance and for assessing safety.

Dam operators should know the possible dispersion of readings obtained with each instrument under conditions of constant behavioral background (e.g. from

d'environnement constantes (soit entre huit à dix lectures répétitives). Compte tenu de cette connaissance, chaque fois qu'un appareil de mesure enregistre un changement de lecture significatif soudain, la personne responsable de l'auscultation peut immédiatement reprendre la lecture et juger par la suite de la justesse de l'observation.

## 5.5. ACTIONS À PRENDRE SELON LE COMPORTEMENT OBSERVÉ

Après traitement et analyse des données d'auscultation, une décision doit être prise, si requis, quant aux actions à prendre. Dans le cas où la cause d'une anomalie de comportement aurait été identifiée et où des mesures correctrices sont requises, une approche prudente est de mise, i.e. une attention particulière doit être donnée à tous les aspects de sécurité, allant des potentiels de risques dus au hasard jusqu'aux aspects économiques. Et il y a lieu d'insister sur la nécessité d'effectuer une auscultation continue et sans interruption durant et après la période de travaux de restauration.

Il convient ici de répéter qu'une fois identifiés les modes de rupture les plus susceptibles d'affecter la fondation d'un barrage (ou le barrage lui-même), les mesures à prendre en cas de performance non prévue devraient être examinées de manière préliminaire afin d'établir leur pertinence et leur faisabilité.

Une analyse du comportement de la fondation d'un barrage doit généralement faire l'objet d'une revue, une fois l'an, au cours de laquelle les conditions générales du barrage sont vérifiées ainsi que le bon fonctionnement des équipements auxiliaires (vannes, etc.). Cette revue comprend aussi une inspection visuelle réalisée par une équipe de spécialistes. Un *rapport annuel* sur les résultats est alors produit. Ce rapport doit contenir les chapitres suivants:

- Introduction (données du projet, personnel responsable de l'auscultation)
- Programme d'auscultation (résultats des mesures, fréquence des mesures)
- Variation du niveau d'eau du réservoir (sous forme graphique avec les valeurs numériques des résultats extrêmes)
- Événements extraordinaires (description de la fréquence des crues majeures, des tremblements de terre, des glissements sur le pourtour des réservoirs et tout autre incident particulier et significatif)
- Rapport de l'inspection du site de l'aménagement (description détaillée de la visite du site, nouvelle observation pertinente (tel que fissure, fuite, glissement))
- Résultats des mesures d'auscultation (valeurs mises en graphique en fonction du temps et, si pertinent, en fonction du niveau du réservoir et de la température ainsi que les graphiques de corrélation et les résultats des observations visuelles du site au cours de la dernière année)

eight to ten repetitive readings). Armed with this knowledge, whenever there is a sudden significant change in the reading of an instrument, the person in charge of monitoring can repeat this reading immediately and then judge whether the observation is spurious.

## 5.5. ACTIONS DERIVED FROM MEASURED PERFORMANCE

When monitoring data have been processed and analyzed, decisions must be made as to what actions, if any, need to be taken. If the cause of an anomalous behavior has been identified and remedial work is required, a balanced approach should be taken, i.e. attention must be given to all concerns, ranging from the hazard potential to economics. It is important to insist that monitoring continues uninterrupted during and after the period of remedial work.

It is appropriate to state again here that when the most likely failure modes for a dam foundation (as well as the dam proper) have been identified, the actions to be taken in the event of unexpected performance should be examined in a preliminary way to establish their relevance and feasibility.

The performance of the dam foundation is usually reviewed on a yearly basis in connection with checks on the condition of the dam and on the functioning of the appurtenant facilities (gates, valves, etc.). The review includes a visual inspection by a team of experts. The results are presented in an *annual report*. This report should contain the following chapters:

- Introduction (project data, personnel responsible for monitoring)
- Monitoring program (measured quantities, frequency of measurement)
- Variation of reservoir water level (in graphical form with numerical values of extremes)
- Extraordinary events (description of occurrence of major floods, earthquakes, slides in the reservoir, and any other unusual happenings)
- Site inspection report (detailed description of site visit, new observations, e.g. cracks, seeps, slides)
- Monitoring results (quantities plotted versus time, and where relevant, versus reservoir level and temperature; correlation graphs; and results of field observations during the course of the past year)

- Analyse des résultats (commentaires sur les valeurs mesurées, interprétation statistique, évaluation des déviations)
- Conclusions et recommandations (commentaires sur le comportement du barrage et sur les tendances observées, appréciation du niveau de sécurité, propositions, si nécessaire, de mesures correctrices)

Dans plusieurs pays, les propriétaires de barrage ont l'obligation d'effectuer une évaluation détaillée et complète de leurs ouvrages et ce, à des intervalles de cinq ou dix ans. Les experts impliqués dans cette tâche doivent être entièrement familiers avec l'ouvrage et sa fondation en plus de posséder une connaissance réelle de la conception, de l'historique de la construction, du suivi de la première mise en eau du réservoir, et de tous les rapports annuels qui ont suivi. *Le rapport de la cinquième année* mettra l'accent sur le comportement à long terme de la fondation ainsi que la tendance des principaux facteurs affectant la fondation (écoulements, solutés, etc.). Une composante majeure de ce rapport, dit de la cinquième année, consiste dans une revue approfondie des conditions géologiques de la fondation.

- Analysis of results (comments on values measured, statistical interpretative analysis, evaluation of deviations)
- Conclusions and recommendations (comments on the behavior of the dam and observed trends, assessment of safety, proposals for remedial measures, if applicable)

In many countries, dam owners are obliged to carry out comprehensive evaluations of their facilities at five or ten year intervals. Experts carrying out this task must be thoroughly familiar with the dam and its foundation, and possess knowledge of the design and construction history, first impounding, and the subsequent annual reports. *The 5-year report* will emphasize the longterm behavior of the foundation and trends in the processes affecting the foundation (seepage, solution effects, etc). An important component of the 5-year report is therefore an in-depth review of the geological situation.

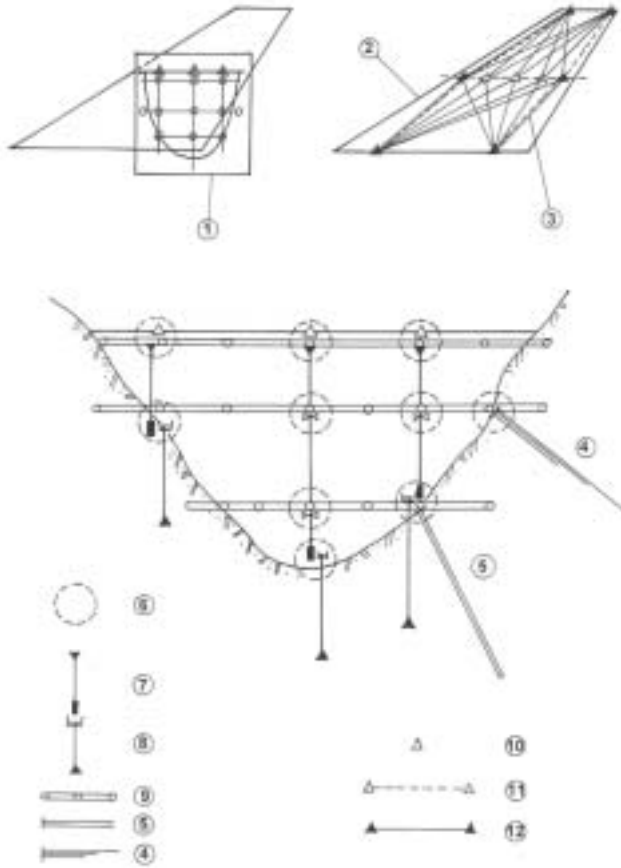


Fig. 5.1.

Principle of deformation monitoring through coupling of dam/foundation instrumentation (inner net) with triangulation scheme (outer net)

*Principe de l'auscultation des déformations à partir de l'ensemble de l'instrumentation barrage/fondation (réseau interne) et du système de triangulation (réseau externe)*

- |                                                                              |                                                                              |
|------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------|
| 1) Plane of inner measuring net (traverses, plumblines, extensometers, etc.) | 1) Réseau de mesure interne (repères transversaux, pendules, extensomètres)  |
| 2) Plane of outer measuring net (triangulation net)                          | 2) Réseau de mesures externes (système de triangulation)                     |
| 3) Outer net (more or less in horizontal plane at elevation of dam crest)    | 3) Réseau de mesure interne (plus ou moins horizontal au niveau de la crête) |
| 4) Extensometer                                                              | 4) Extensomètre                                                              |
| 5) Sliding micrometer                                                        | 5) Micromètre coulissant                                                     |
| 6) Interconnection                                                           | 6) Raccordement                                                              |
| 7) Plumbline                                                                 | 7) Pendule                                                                   |
| 8) Inverted plumbline                                                        | 8) Pendule inversé                                                           |
| 9) Traverse                                                                  | 9) Repère transversal                                                        |
| 10) Crest pillar (connection to outer net)                                   | 10) Repère de crête (raccordement au réseau externe)                         |
| 11) Leveling                                                                 | 11) Repère de nivellement                                                    |
| 12) Triangulations                                                           | 12) Repères de triangulation                                                 |



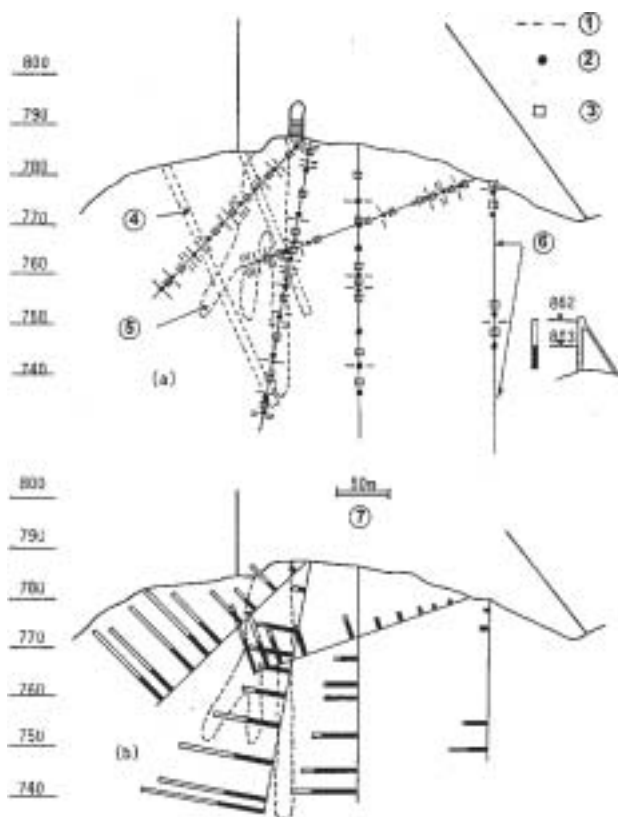


Fig. 5.2.

Typical results obtained with the sliding piezometer «Piezodex»  
*Résultats types obtenus à l'aide du piézomètre coulissant «Piezodex»*

(a) Layout of boreholes and position of packers  
 position des forages et position des obturateurs

(b) Water heads for two different reservoir levels  
 Niveaux piézométriques pour deux niveaux de réservoir

(a) Position des forages et obturateurs et coupes instrumentées

(b) Niveaux piézométriques pour deux niveaux de réservoir

The effect of the grout curtain can clearly be seen in that upstream of it, the heads significantly increase when the reservoir level is high, whereas on the downstream side the pressures change only little (Arn, 1989).

*L'influence du rideau d'injection est clairement démontrée. En effet le niveau piézométrique à l'amont du rideau augmente de façon significative lorsque le niveau du réservoir est haut alors que du côté aval les pressions changent relativement peu (Arn, 1989).*

- 1) Joint
- 2) Pressure transmitter
- 3) Packer
- 4) Known zone with joints
- 5) Grout curtain
- 6) Sections without joints
- 7) Head of water

- 1) Joint
- 2) Capteur de pression
- 3) Obturateur
- 4) Zone reconnue de joints
- 5) Rideau d'injection
- 6) Sections sans joints
- 7) Niveau piézométrique

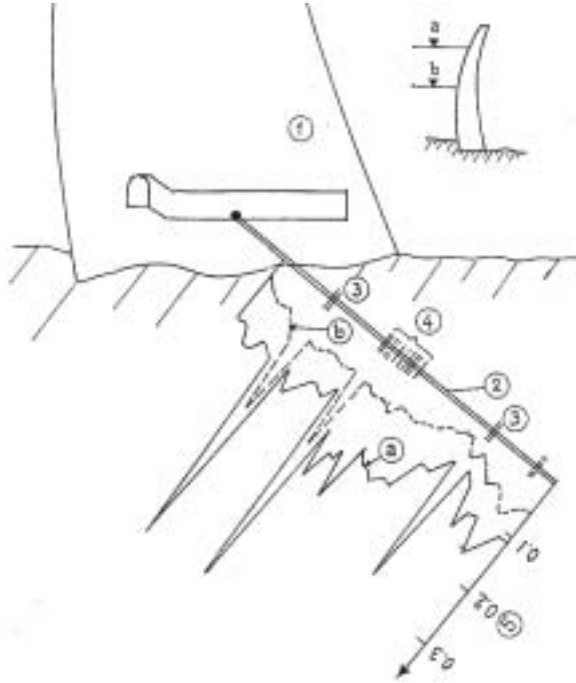


Fig. 5.3.

Typical strain pattern measured by sliding micrometer in a rock foundation with joints and fractured rock  
*Patron type de déformation mesuré à l'aide de micromètre coulissant dans la fondation rocheuse aux joints et fractures*

- |                                           |                                                 |
|-------------------------------------------|-------------------------------------------------|
| 1) Concrete dam block                     | 1) Massif de béton                              |
| 2) Measuring line (in borehole)           | 2) Ligne de mesure (en forage)                  |
| 3) Open joint intersecting measuring line | 3) Joints ouverts traversant la ligne de mesure |
| 4) Fractured zone                         | 4) Zone fracturée                               |
| 5) Strain (compression), mm/m             | 5) Déformation (compression), mm/m              |

## 5.6. REFERENCES

- ANESA, F., BONALDI, P. & GIUSEPPETTI, G., 1981. Recent advances in monitoring of dams. *Water Power & Dam Construction*, October (also: *ISMES Publication no. 152*, 4 p.)
- ARN, TH., 1989. *Numerische Erfassung der Strömungsvorgänge im geklüfteten Fels*. Mitteilung Nr. 1/89, Inst. für Bauplanung und Baubetrieb, Fels- und Untertagebau, Eidg. Tech. Hochschule Zürich, 145 p.
- AUFLEGER, M., DORNSTÄDTER, J. & STROBL, TH., 1998. Innovative dam monitoring systems. *Proc. Int. Symp. New Trends and Guidelines on Dam Safety*, Barcelona.
- AUFLEGER, M. & STROBL, TH., 1997. The use of earth pressure cells in embankment dams. *Trans. 19<sup>th</sup> ICOLD*, Florence, Q.73, R.6, 2:61-85.
- BARTHOLOMEW, C.L., MURRAY, B.C. & GOINS, D.L., 1987. *Embankment Dam Instrumentation Manual*. U.S. Dept of the Interior, Bureau of Reclamation, 250p.
- BELLIER, J. & DEBREUILLE, D., 1977. Three new instruments for measurements in tunnels. *Proc. Int. Symp. Field Measurements in Rock Mechanics*, Zurich, 1:351-360.
- BIEDERMANN, R. & VENZIN, C., 1997. The monitoring of dams. In: *The Geodetic and Photogrammetric Measurement of Dams*. Swiss National Committee on Large Dams, Baden, pp. 4-15.
- BOLT, B.A. & HUDSON, D.E., 1975. Seismic instrumentation of dams. *J. Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 101(GT11):1095-1104
- BONALDI, P., FANELLI, M. & GIUSEPPETTI, G., 1977. Displacement forecasting for concrete dams via deterministic mathematical models. *Water Power & Dam Construction*, Sept., pp. 42-50 (also: *ISMES Publication no. 92*, November, 40 p.)
- BONALDI, P., FANELLI, M., GIUSEPPETTI, G. & RICCIONI, R., 1980a. Automatic observation and instantaneous control of dam safety. Part two: A priori deterministic models, and a posteriori models. *ISMES Publication no. 133*, Istituto Sperimentale Modelli e Strutture, Bergamo, October, 69 p.
- BONALDI, P., FANELLI, M., GIUSEPPETTI, G. & RICCIONI, R., 1980b. Automated safety control procedures and management of surveillance for concrete dams in Italy. *ISMES Publication no. 139*, Istituto Sperimentale Modelli e Strutture, Bergamo, December, 57 p.
- BONALDI, P., FANELLI, M., GIUSEPPETTI, G. & RICCIONI, R., 1982. Safety control of concrete dams: The role of automated procedures and management of surveillance. *Trans. 14th ICOLD Congress*, Rio de Janeiro, Q.52, R.56, 1:943-970.
-

BONALDI, P., CARRADORI, G., FANELLI, M., GIUSEPPETTI, G. & RUGGERI, G., 1988. Modern techniques for dam surveillance and evaluation. *Idrotecnica* (Special issue on occasion of 16<sup>th</sup> Int. Congress on Large Dams, San Francisco), March-April, pp 117-131.

BORDES, J.L. & DEBREUILLE, P.J., 1987. Instrumentation practice for short-term monitoring of civil works. *Water Power & Dam Construction*, June, pp.45-47.

BREITENMOSER, P. & EGGER, K., 1995. Interaction between permanently installed monitoring equipment and geodetic measurements. *Proc. Symp. Research and Development in the Field of Dams*, Crans-Montana, pp.775-781.

CFGB, 1997. Internal erosion. *Barrages & Réservoirs, no. 6, Spécial Congrès CIGB*, May, Florence, Comité Français des Grands Barrages, Le Boutget-du-Lac, pp. 3-126.

CHARLES, J.A., 1997. Special problems associated with earthfill dams. General Report Q.73. *Trans. 19<sup>th</sup> ICOLD*, Florence, 2:1083-1198.

DARBRE, G.R., 1995. Strong-motion instrumentation of dams. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 24:1101-1111.

DARBRE, G.R., 1998. Instrumenting large dams for earthquake response. *Proc. Workshop on Geodynamical Hazards Associated with Large Dams*, Luxembourg, pp. 83-92.

DARBRE, G.R. & POUGATSCH, H., 1992. Design and implementation of strong-motion instrumentation arrays in dams. *Proc. 10<sup>th</sup> World Conf. Earthquake Engineering*, Tokyo, 213-218.

DIBIAGGIO, E. & MYRVOLL, 1985. Instrumentation techniques and equipment used to monitor the performance of Norwegian embankment dams. *Trans. 15<sup>th</sup> ICOLD*, Lausanne, Q.56, R.62, 1:1169-1197.

DORNSTÄDTER, J., 1997. Detection of internal erosion in embankment dams. *Trans. 19<sup>th</sup> ICOLD*, Florence, Q.73, R.7, 2:87-101.

DUNNICLIFF, J., 1981. Long-term performance of embankment dam instrumentation. In: *Recent Developments in Geotechnical Engineering for Hydro Projects*, F.H. Kulhawy, ed., American Society of Civil Engineers, New York, pp. 1-22.

DUNNICLIFF, J., 1988. *Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance*. Wiley, New York, 577p.

DUNNICLIFF, J., 1997a. Instrumentation. *Geotechnical News*, 15(3).

DUNNICLIFF, J., 1997b. Systematic approach to planning monitoring programs using geotechnical instrumentation – An update. *Geotechnical News*, 15(3).

DVWK, 1991. *Mess- und Kontrollleinrichtungen zur Überprüfung der Standsicherheit von Staumauern und Staudämmen*. Merkblätter zur Wasserwirtschaft 222/1991, Paul Parey, Hamburg, 16p.

EGGER, K., 1997. Terrestrial measurements of deformations. In: *The Geodetic and Photogrammetric Deformation Measurement of Dams*. Swiss National Committee on Large Dams, Baden, pp. 15-23.

FANELLI, M., 1979. Automatic observation and instantaneous control of dam safety. Part one: An approach to the problem. *Water Power & Dam Construction - Special issue*, Nov.-Dec (also: ISMES Publication no. 132, October, 1980, 39 p.)

FCOLD, 1970., Quelques développements récents des moyens d'auscultation du massif rocheux. Comité National Français des Grands Barrages, Groupe de Travail. *Trans. 10<sup>th</sup> ICOLD*, Montreal, 3:935-960.

FEDOCK, J.J., 1982. *Strong Motion Instrumentation of Earth Dams*. US Department of the Interior - Geological Survey, Open file report 82-469.

FREI, E., 1997. GPS - Economic measurements to an accuracy of a centimeter. In: *The Geodetic and Photogrammetric Deformation Measurement of Dams*. Swiss National Committee on Large Dams, Baden, pp. 54-57.

FRY, J.-J., BRUN, P., LAUTRIN, D., ALBALAT, C., DROUX, J.-M., MERCIER, A., RIESTERER, J.-M., THAREAU, L. & DEGOUTTE, G., 1997. Typologie de l'érosion interne et détection. *Trans. 19<sup>th</sup> ICOLD*, Florence, Q.73, R.47, 2:819-844.

GEIGER, A. & SCHMIDT, M.J., 1992 Das Global Positioning System GPS: Navstar - ein Navigationssystem für zivile und militärische Nutzung. *Vermessung, Photogrammetrie, Kulturtechnik*, 7:383-391.

GIUSEPPEPPI, G., 1997. Monitoring systems of Italian dams. In: *Dams in Italy*, prepared in commemoration of the 19<sup>th</sup> Congress of the "International Commission of Large Dams", Comitato Italiano Grandi Dighe, Rome, pp. 117-137.

GOULD, J.P. & LACY, H.S., 1993. Seepage control in dam rehabilitation. In: *Geotechnical Practice in Dam Rehabilitation*, L.R. Anderson, ed., Geotechnical Special Publication no. 35, American Society of Civil Engineers, New York, pp. 240-255.

HANNA, T.H., 1983. *Field Instrumentation in Geotechnical Engineering*. Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, 843p.

HOFMANN-WELLENHOF, B., LICHTENEGGER, H. & COLLINS, J., 1994. *Global Positioning System*, 3<sup>rd</sup> ed., Springer Verlag, Vienna, 355p.

HUGGENBERGER, A.U., 1951. *Talsperren-Messtechnik*. Springer-Verlag, Berlin, 132p.

HVORSLEV, M.J., 1951. *Time Lag and Soil Permeability in Groundwater Observations*. U.S. Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS, Bulletin no. 36.

ICOLD, 1988. *Dam Monitoring - General Considerations*. Bulletin 60, Int. Commission on Large Dams, Paris, 69p.

ICOLD, 1989. *Monitoring of Dams and their Foundations - State of the Art*. Bulletin 68, Int. Commission on Large Dams, Paris, 327p.

ICOLD, 1993. *Rock Foundations for Dams*. Bulletin 88 (by P. Londe), Int. Commission on Large Dams, Paris, 241p.

ITCOLD, 1986. *Tecniche e realizzazioni italiane per il monitoraggio delle dighe e delle loro fondazioni (Methods and Italian Examples for Monitoring Dams and Their Foundations)*. Bulletin no. 1, Comitato Nazionale Italiano per le Grandi Dighe, Rome, 79 p.

JOHANSSON, S., 1991. Localisation and quantification of water leakage in ageing embankment dams by regular temperature measurements. *Trans. 17<sup>th</sup> ICOLD*, Vienna, Q.65, R.54, 2:991-1005.

JOHANSSON, S., 1996. Seepage monitoring in embankment dams by temperature and resistivity measurements. *Proc. Europ. Symp. Repair and Upgrading of Dams*, Stockholm, pp. 218-227.

KOERNER, R.M. & LORD, A.E., 1976. Acoustic emission monitoring of earth dam stability. *Water Power & Dam Construction*, April, pp. 45-49.

KÖPPEL, J. AMSTAD, CH. & KOVARI, K., 1983. The measurement of displacement vectors with the "TRIVEC" borehole probe. *Int. Symp. Field measurement in geomechanics*, Zurich, 1:209-218.

KOVÁRI, K., 1985. Detection and monitoring of structural deficiencies in the rock foundation of large dams. *Trans. 15<sup>th</sup> ICOLD*, Lausanne, 1:695-719.

KOVÁRI, K., & KOEPPPEL, J, 1987. Head distribution monitoring with the sliding piezometer system 'Piezodex'. *Proc. 2<sup>nd</sup> Int. Symp. Field Measurements in Geomechanics*, Kobe, 1:255-267.

KOVÁRI, K. & PETER, G., 1983. Continuous strain monitoring in the rock foundation of a large gravity dam. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 16(3):157-171.

LOMBARDI, G., 1992. L'informatique dans l'auscultation des barrages. *Wasser, energie, luft - Eau, énergie, air*, 84(1/2):2-8.

LONDE, P., 1982. Concepts and instruments for improved monitoring. *J. Geotechnical Eng. Div., ASCE*, 108(GT6):820-834.

LOUDIERE, D., PLANAUD, A., DURANTON, R., LASSAGNE, J., BERTRAND, J., CHABAL, J.-P. & TARDIEU, B., 1985. Auscultation de cinq barrages en remblai. *Trans. 15<sup>th</sup> ICOLD*, Lausanne, Q.56, R.80, 1:1565-1588.

NATEROP, D. & KOEPPPEL, J., 1991. FIM: A new high precision fix-installable and again removable strain meter. *Proc. 3<sup>rd</sup> Int. Symp. Field Measurements in Geomechanics*, Oslo, 1:209-214.

POST, G., 1985. Dams and foundation monitoring, General Report Q. 56. *Trans 15<sup>th</sup> Int. Congress on Large Dams*, Lausanne, 1:1623-1727.

PÜRER, E. & STEINER, N., 1986. Application of statistical methods in monitoring dam behaviour. *Water Power & Dam Construction*, Dec., pp. 33-35.

SALEMBIER, M., 1983. Some application of Distofor extensometer to large dam foundations. *Proc. Int. Symp. Field Measurements in Geomechanics*, Zurich, 1:927-934.

SHERARD, J.L., 1981. Piezometers in earth dam impervious sections. In: *Recent developments in Geotechnical Engineering for Hydro Projects*. F.H. Kulhawy, ed., Am. Soc. of Civil Engineers, New York, pp. 125-165.

SNCOLD, 1991. Measuring installations for dam monitoring, concepts - reliability - redundancy. Swiss National Committee on Large Dams, *Wasser, energie, luft - eau, énergie, air (Special issue to the 17<sup>th</sup> Int. Congress on Large Dams, June 1991, Vienna)*, 83(5/6):106-155.

SNCOLD, 1994. The use of electric-based systems in dam surveillance - The capture and processing of readings. Swiss National Committee on Large Dams - Working Group for the Monitoring of Dams, *Wasser, energie, luft - eau, énergie, air (Special issue dedicated to ICOLD)*, 86(9):257-278.

STATELER, J., VON THUN, L. SCOTT, G. & BOERNGE, J., 1995. Development of performance parameters for dam safety monitoring. *Geotechnical News*, 13(4).

STROMAN, W.R. & KARBS, H.E., 1985. Monitoring and analysis of pore pressures clay, shale foundation, Waco dam, Texas. *Trans. 15<sup>th</sup> ICOLD*, Lausanne, 1:599-620.

USCOLD, 1989. *Strong Motion Instruments at Dams - Guidelines for Their Selection, Installation and Operation*. Unites States Committee on Large Dams

VAVASSORI, M., MENGA, R., ANESA, F., GIUSEPPETTI, G. & MAZZÀ, G., 1995. Static automatic dam monitoring system: The interaction between the different components of the system as regard the process of acquisition and interpretation of readings. *Proc. Conf. Research and Development in the Field of Dams*, Crans-Montana, pp.783-794.

WALSER, F & EGGER, K., 1995. Feasibilities and limits of GPS in dam-monitoring. *Proc. Conf. Research and Development in the Field of Dams*, Crans-Montana, pp.757-762.

WEILER JR., W.A. & KULHAWY, F.H., 1982. Factors affecting stress cell measurements in soil. *J. Geot. Eng. Div., ASCE*, 108(GT12):1529-1548.

---

## 6. EXEMPLES

---

### 6.1. INTRODUCTION

Ce chapitre présente huit cas en provenance de Chine, Colombie, Italie, Turquie et des États-Unis illustrant quelques uns des problèmes rencontrés lors de l'ingénierie des fondations de barrage et discutés dans ce bulletin. Tous les cas incluent une ou plusieurs caractéristiques et tous traitent des traitements de fondation d'une façon ou d'une autre, i.e. imperméabilisation de fondation, renforcement de fondation ou les deux à la fois. Quatre cas impliquent des barrages en remblai et quatre autres des barrages en béton.

Les historiques de cas mettent l'accent sur l'importance des investigations de site, complètes, bien planifiées et spécifiques au site. Cependant dans des circonstances spéciales, la réalité peut n'être découverte que lors de la phase de construction. Ainsi le succès d'un traitement de fondation dépend aussi de la flexibilité de l'entrepreneur qui est disposé et capable d'ajuster son approche aux situations imprévues.

Le cas du *barrage Alibey* présente l'approche utilisée pour mettre en place un barrage en remblai de 28 m de hauteur sur une fondation de 33 m d'épaisseur d'alluvions, principalement de l'argile molle. Des tassements de l'ordre de 5 m ont été observés mais le remblai s'est comporté d'une façon satisfaisante.

La construction du *barrage Merrill Creek* illustre les difficultés auxquelles un entrepreneur peut faire face lors de l'excavation d'un roc saprolitique. La surface du roc sain peut être extrêmement irrégulière et sa cartographie impossible durant l'investigation du site, même avec une grande densité de forage.

Dans la fondation du *barrage Atatürk* un système inusuellement étendu et ramifié de chenaux karstiques a été découvert pendant la construction mais n'avait pas été prévu à partir des données de l'investigation initiale. Il en a résulté le plus grand rideau d'injection au monde qui requiert une maintenance et un suivi permanent des fondations à l'aval du rideau d'injection.

De même, au *barrage Guavio* les couches de calcaire constituant une partie de la fondation rocheuse, étaient plus sévèrement karstifiées que prédit dans les dossiers d'investigation avant construction. Les calcaires qui montrent seulement une karstification limitée en surface ou dans les forages, nécessitent une attention particulière. Une galerie d'exploration qui traverse des lits de roc et des fissures, peut donner une information plus intéressante qu'un bon nombre de forage.

Au *barrage Wujiangdu* un traitement exceptionnel de cavités remplies d'argile dans une fondation karstique a été réalisé. L'argile a été hydrofissurée par injection de coulis à haute pression ce qui a renforcé le matériau et augmenté sa résistance à l'érosion.



---

## 6. CASE HISTORIES

---

### 6.1. INTRODUCTION

This chapter presents eight case histories from China, Colombia, Italy, Turkey, and the United States illustrating some of the problems encountered in dam foundation engineering and discussed in this Bulletin. All case histories include one or more special features and all deal with foundation treatment in one way or the other, i.e. foundation watertightening, foundation strengthening, or both. Four case histories involve embankment dams and the other four concrete dams.

The case histories emphasize the importance of comprehensive, well-planned and terrain-specific site investigations. But under very special circumstances true facts may only be discovered during the construction phase. The success of the foundation treatment therefore depends also on the flexibility of the contractor who is willing and capable to adjust his approach to unforeseen situations.

The *Alibey dam* case history presents the approach taken to place a 28 m high embankment dam on a 33 m thick alluvial foundation consisting mainly of soft clay. Settlements exceeding 5m were observed but the embankment performed satisfactorily.

The construction of *Merrill Creek dam* illustrates the difficulties a contractor may face when excavating a saprolite rock. The surface of the sound rock may be extremely irregular and its mapping not amenable to detection during site investigation, even with enhanced drillhole density.

In the foundation of *Atatürk dam* an unusually wide-spread system of root-like karstification channels was discovered during construction, not anticipated from the initial site investigation data. This resulted in the world's largest grout curtain requiring permanent maintenance and monitoring of the foundation downstream of the grout curtain.

Similarly, at *Guavio dam* the limestone strata constituting part of the foundation rock, were much more seriously karstified than predicted from the pre-construction site investigation records. Limestone rock which may show only limited karstification at the surface or on drillhole cores, requires particular caution. An exploratory adit that passes through rock beds and fractures may give much more useful information than a number of drillholes.

At *Wujiangdu dam* an unusual treatment of clay-filled cavities in a karstic foundation was performed. The clay was fracture-grouted under high pressure which strengthened the material and enhanced its resistance to erosion.

Le barrage *La Cantoniera* est un exemple d'investigation pré-construction insuffisante associée à une augmentation de coûts de construction. L'excavation de la fondation a révélé que la résistance au cisaillement du roc schisteux de la fondation a été surestimée et que la sécurité en terme de résistance au glissement était insuffisante. Le roc a été renforcé par un grand nombre de barre de type «Gewi».

Le barrage *Theodore Roosevelt* est une structure en maçonnerie d'une centaine d'années dont les fondations ont été modifiées et renforcées lorsque le barrage a été rehaussé de 23,5 m. La conception de l'amélioration des fondations a été précédée d'un programme complet d'essai et d'auscultation.

Finalement, les excavations de la fondation du barrage *Ridracoli* ont nécessité des travaux de stabilisation énormes. Le roc a été traité à l'aide d'un programme complet d'ancrages dont la conception a été assistée à l'aide d'une modélisation géomécanique.

La littérature sur les fondations des barrages contient de nombreuses études de cas. Une source d'informations intéressantes se trouve dans les 99 rapports présentés sur la Question 66 « Barrages sur fondations difficiles » traités aux 17<sup>ème</sup> Congrès International des Grands Barrages à Vienne en 1991.

## **6.2. BARRAGE ALIBEY: FONDATION SUR ALLUVIONS MOLLES**

### **6.2.1. Introduction**

Le projet Alibey démontre une approche géotechnique pour traiter la fondation d'un barrage en remblai zoné de 28 m de hauteur construit sur un épais dépôt alluvionnaire de faible résistance. Le barrage est localisé dans la vallée Alibey environ 5 km au nord du lieu dit Corne d'Or et fait partie du réseau d'alimentation en eau de la ville d'Istamboul, en Turquie. Le bassin versant a une superficie de 160 km<sup>2</sup> et la capacité du réservoir est de 51 millions de m<sup>3</sup>. Il s'agissait du premier barrage construit sur une fondation alluvionnaire en Turquie et la première application d'un traitement de fondation dans le but de prévenir des tassements excessifs et des conséquences indésirables.

Le présent compte rendu de l'historique du projet et du comportement de la fondation du barrage a été réalisé principalement à partir de dossiers non publiés localisés chez Devlet Su Isleri (l'organisme étatique responsable des travaux hydrauliques) à Ankara.

### **6.2.2. Conditions de fondations et variantes de traitement de fondation**

La vallée actuelle d'Alibey faisait partie de la formation du Golden Horn et suite aux déplacements relatifs des niveaux de la terre et de la mer, la mer s'est graduellement retirée de la vallée. Il s'en est suivi le dépôt d'une épaisse couche de sédiments au fond de la vallée. Au site du barrage, il s'est formé un dépôt alluvionnaire de 33 m d'épaisseur surmontant le socle rocheux constitué d'ardoise légèrement altérée et perméable. Les alluvions sont hétérogènes et les sols varient entre des argiles plastiques et des graviers. Un profil typique tracé en travers de la

La *Cantoniera dam* is an example of insufficient pre-construction investigation and associated cost increase. Foundation excavation revealed that the shear strength of the schistose foundation rock was overestimated and the safety required for sliding resistance could not be assured. The rock was subsequently strengthened by a large number of anchors consisting of Gewi bars.

*Theodore Roosevelt dam* is an almost 100 year old masonry structure whose foundation had to be modified and strengthened when the dam was raised by 23.5 m. The design of the improved foundation was preceded by a comprehensive testing and monitoring program.

Finally, the excavation made for the foundation of *Ridracoli dam* required extensive stabilization work. The rock was treated by a comprehensive anchoring program whose design was assisted by geomechanical modeling.

The literature relevant to dam foundations contains a large number of case histories. A valuable source of information are the ninety-nine papers submitted in response to Question 66 “Dams on difficult foundations” treated at the 17<sup>th</sup> International Congress on Large Dams in Vienna in 1991.

## **6.2. ALIBEY DAM: FOUNDATION ON SOFT ALLUVIUM**

### **6.2.1. Introduction**

The Alibey project demonstrates a geotechnical approach to the foundation of a 28 m high zoned earth-fill dam on a thick alluvial foundation of low stiffness. The dam is situated on the Alibey Creek at about 5 km north of the Golden Horn and is part of the water supply system for the city of Istanbul, Turkey. The drainage area is 160 km<sup>2</sup> and the reservoir capacity 51 million m<sup>3</sup>. It was the first dam construction on an alluvial foundation in Turkey and the first application of foundation treatment for the purpose of preventing excessive settlements and undesirable consequences.

The present account of the history of the project and the performance of the dam foundation has been synthesized mainly from unpublished files located at Devlet Su Isleri (the Turkish State Hydraulics Work) in Ankara.

### **6.2.2. Foundation conditions and alternative foundation concepts**

The present valley of Alibey was once within the stretch of the Golden Horn and as a result of the relative movements of the land and sea levels, the sea had gradually retreated from the valley. This resulted in the deposition of a thick layer of sediments at the valley bottom. At the dam site, a 33 m thick layer of alluvium overlying a slightly weathered and moderately permeable slate formation was formed. The alluvium is of erratic composition and the soil types range from very plastic clay to gravel. A section through the valley showing the different alluvial

vallée et montrant les différentes couches alluvionnaires au site du barrage est illustré sur la Fig. 6.1.

L'épais dépôt alluvionnaire avait suscité bien des interrogations quant à la faisabilité de construire un barrage sur ce site. Suite à l'analyse des données de forages, les deux scénarios suivants ont été considérés:

- Scénario sans chargement : ce scénario impliquait l'enlèvement des alluvions jusqu'à une certaine profondeur et remblayage de la vallée avec un matériau compacté.
- Scénario avec chargement: ce scénario proposait la construction du remblai en plusieurs étapes. Ceci augmenterait la résistance au cisaillement de la fondation due à sa consolidation, dont la progression aurait pu être estimée par la mesure des pressions interstitielles et des tassements de la fondation.

Afin d'étudier la faisabilité du scénario sans chargement, un puits d'essai, d'environ 25 m de profondeur, a été excavé sur le côté aval du site du barrage. Ce puits donnait l'occasion d'examiner les dépôts alluvionnaires et permettait le prélèvement de blocs intacts afin de réaliser des essais en laboratoire.

L'étude des deux scénarios a montré que celui sans chargement devait être favorisé pour les raisons suivantes:

- L'excavation du puits d'essai avait montré que pour le scénario sans chargement, d'importantes quantités d'eau devraient être gérées. L'assèchement des fondations conduirait à des tassements excessifs et les renards dans les poches de sables conduiraient à des ruptures massives par cisaillement et mettraient en danger le projet.
- En raison du déficit en eau critique pour la ville d'Istanbul, il aurait été nécessaire de dériver la rivière Alibey au moyen d'un batardeau amont. Un tel aménagement aurait été problématique en raison des excavations requises près du batardeau.
- La conception d'une excavation aussi importante aurait nécessité une bonne connaissance des propriétés des sols qui aurait nécessité en retour un programme d'instrumentation intensif et coûteux.
- Les analyses de stabilité des excavations ont indiqué qu'avec l'emploi de la résistance au cisaillement non drainé mesurée, il n'était pas possible de concevoir des talus d'excavation économiquement réalisables avec un facteur de sécurité satisfaisant. De plus, durant le temps où l'excavation resterait ouverte, le facteur de sécurité aurait eu tendance à diminuer dû à l'augmentation des pressions interstitielles et à la perte de résistance associée.
- Les conséquences d'un débordement du batardeau amont dû à une crue importante alors que l'excavation était ouverte auraient été désastreuses.

layers at the damsite is shown in Fig. 6.1.

The thick alluvial deposit had created deep concern regarding the feasibility of constructing a dam at this site. Upon evaluation of the borehole data, two alternative schemes were considered, viz.:

- **Unloading Scheme:** This scheme involved the removal of the alluvium to a certain depth and backfilling the valley with compacted material.
- **Loading Scheme:** This alternative proposed the construction of the embankment in stages. This would increase the shear strength of the foundation through consolidation the progress of which could be assessed by monitoring pore water pressure dissipation and settlements of the foundation clay.

In order to investigate the feasibility of the Unloading Scheme a trial pit, about 25 m deep, was excavated downstream of the dam site. This pit would also provide an opportunity for visual examination of the alluvial stratum and would enable undisturbed block sampling for the purpose of laboratory tests.

Investigation of both schemes showed that the Unloading Scheme was less favorable because of the following reasons:

- The trial pit excavation demonstrated that for the unloading scheme large quantities of water would have to be handled. Dewatering would lead to excessive settlements. Piping in the sand pockets would lead to mass shear failures and endanger the project.
- In view of the critical water shortage of the city of Istanbul, an immediate diversion of Alibey Creek by means of an upstream cofferdam would have been necessary. Such a scheme would have been problematic with the existence of an excavation near the cofferdam.
- The design of such a large excavation would have involved soil parameters to be known with a fair precision which in turn would have required an extensive and thus costly instrumentation program.
- Stability analyses for the excavation had indicated that with the use of the measured undrained shear strength it was not possible to design economically feasible excavation slopes which yielded acceptable factors of safety. Moreover, during the time the excavation remains open, the factor of safety tends to decrease because of pore water pressure increase and associated loss in strength.
- The consequences of overtopping of the upstream cofferdam due to a large flood while the excavation is open would have had disastrous consequences.

Le scénario avec chargement, d'un autre côté, éliminait la plupart des problèmes mentionnés précédemment mais nécessitait un programme d'investigation géotechnique soigneusement planifié pour prévoir le comportement de la fondation.

### 6.2.3. Propriétés des sols

Des essais au scissomètre ont été réalisés à cinq endroits où des profils détaillés du terrain et des échantillons ont également été obtenus au moyen de plusieurs forages conventionnels. Des échantillons sous forme de blocs ont été obtenus du puits d'investigation profond. Les propriétés géotechniques des sols ont été déterminées par des essais en laboratoire. Les types de sols identifiés dans les alluvions étaient variables, mais les couches d'argile étaient plus abondantes que les autres. Un profil idéalisé sous le batardeau amont montrant quelques-uns des sols rencontrés est présenté sur la Fig. 6.2.

Les résistances au cisaillement non drainé mesurées par les essais au scissomètre et par les essais de compression triaxiale  $CK_0U$  sont montrées sur la Fig. 6.2. Une résistance au cisaillement non drainée moyenne de 40 kPa a été utilisée dans les calculs de stabilité à court terme. Les essais  $CK_0U$  avec mesure des pressions interstitielles ont indiqué un angle de frottement effectif ( $\phi'$ ) de 24 degrés. Les caractéristiques de compression de l'argile ont été déterminées par des essais oedométriques. Les argiles sont préconsolidées jusqu'à 15 m environ, et les ratios de surconsolidation débutent environ à 3,2 à 6 m de profondeur et diminuent jusqu'à 1,25 à 10 m de profondeur. Le ratio  $E_u/c_u$  (module élastique non drainé sur la résistance au cisaillement non drainé) a été trouvé égal à 410 (Soydemir, 1970). Le ratio  $C_c/(1+e_0)$  varie entre 0,25 et 0,30 ( $C_c$  = indice de compression et  $e_0$  = indice des vides initial à l'essai oedométrique). Le coefficient de consolidation,  $c_v$ , a été trouvé égal à  $2 \times 10^{-4} \text{cm}^2/\text{s}$ ; cependant, une valeur de  $120 \times 10^{-4} \text{cm}^2/\text{s}$  a été dérivée plus tard des dissipations de pressions interstitielles mesurées par les piézomètres.

### 6.2.4. Conception et construction

Après avoir réalisé les études de faisabilité détaillées du barrage et de la fondation, il devint évident que le scénario de chargement de la fondation était faisable mais difficile. La résistance au cisaillement de la fondation argileuse n'allait pas permettre la mise en place continue du remblai; cependant, un gain de résistance était possible à travers le processus de consolidation. Les analyses de stabilité initiales avaient indiqué qu'un barrage avec une berme unique de 100 m n'était pas stable, alors une géométrie avec deux bermes de 100 m a été adoptée, tel que montré sur la Fig. 6.3. La construction a débuté en 1967 et, avec un programme graduel de chargement, a été complétée en 1983.

L'analyse préliminaire des tassements avait indiqué que sous un remblai de 28 m de hauteur, un tassement total maximal de 340 cm se produirait sous le noyau. La stabilité de la section centrale la plus élevée était critique; alors, une construction par étapes était nécessaire et une dissipation rapide des pressions interstitielles était essentielle. Le temps requis pour la dissipation des pressions interstitielles (et donc

The loading scheme, on the other hand, would eliminate most of the above mentioned problems but would require a carefully planned geotechnical investigation program to predict foundation behavior.

### 6.2.3. Soil properties

Field vane shear tests were performed at five locations and detailed soil profiles and samples were obtained in addition to many conventional borings. Block samples were also obtained from a large excavation pit. Laboratory tests for the determination of index and engineering properties of the soils were carried out. Soil types identified in the alluvium varied, but clay layers were much more abundant than other soils. An idealized profile beneath the upstream cofferdam showing some of the index properties is shown in Fig. 6.2.

The undrained strengths measured from vane shear tests and from  $CK_{\circ}U$  triaxial compression tests are also shown in Fig. 6.2. An average undrained shear strength of 40 kPa was used in the short term stability calculations. The  $CK_{\circ}U$  tests with measurement of pore water pressures indicated an effective angle of shearing resistance,  $\phi'$ , of  $24^{\circ}$ . Compressibility characteristics of the clays were determined through oedometer tests. Preconsolidation of the alluvium had occurred down to about 15 m, and overconsolidation ratios near the surface started from roughly 3.2 at 6 m and decreased to 1.25 at 10 m depth. The ratio  $E_u/c_u$  (undrained elastic modulus to undrained shear strength) was found to be 410 (Soydemir, 1970). The ratio  $C_c/(1+e_o)$  ranged between 0.25 and 0.30 ( $C_c$  = compression index and  $e_o$  = initial void ratio in an oedometer test). The coefficient of consolidation,  $c_v$ , was  $2 \times 10^{-4}$  cm<sup>2</sup>/s, however, a value of  $120 \times 10^{-4}$  cm<sup>2</sup>/s was later inferred from pore water pressure dissipation measured by piezometers.

### 6.2.4. Design and construction

After having carried out detailed feasibility studies of the embankment and the foundation, it became evident that the foundation loading scheme was feasible but difficult. The prevailing undrained shear strength of the foundation clay would not permit continuous fill placement, however, a gain in strength through the process of consolidation was possible. Initial stability analyses had indicated that a dam with a single berm of 100 m would not be stable, hence a geometry with two berms of 100 m was adopted, as shown in Fig. 6.3. Construction was started in 1967 and, with a gradual loading program, completed in 1983.

Preliminary settlement analysis had indicated that with a 28 m high fill a total maximum settlement of 340 cm would take place beneath the core. Stability of the higher, central section was critical; therefore, stage construction was a necessity and speedy dissipation of pore water pressures was essential. The time required for pore water pressure dissipation (and thus consolidation settlements) and the timing of the

pour les tassements dus à la consolidation) et l'occurrence de tassements différentiels entre le noyau et les bermes constituait une autre préoccupation. Il a finalement été décidé de mettre en place des drains de sable dans la fondation. Ils auraient une double fonction, soit (i) de raccourcir la distance de drainage accélérant ainsi la dissipation des pressions interstitielles, amenant alors une augmentation hâtive de la résistance de la fondation de sol cohésif, et (ii) de contribuer à la résistance au cisaillement global des sols de fondation en agissant comme renforcement.

Préalablement à l'installation des drains en sable, des piézomètres hydrauliques ont été placés dans la fondation à différents endroits et profondeurs. Les drains de sable avaient un diamètre de 40 cm, et ils ont été installés par forage rotatif. Leur espacement et leur profondeur varient à différents endroits du barrage (voir les Figs. 6.3 et 6.4 et le tableau 6.1).

Tableau 6.1.  
*Espacement et profondeur des drains de sable*

<b>Localisation dans la fondation du barrage</b>	<b>Niveau maximum du remblai (m)</b>	<b>Espacement (m)</b>	<b>Profondeur (m)</b>
Partie centrale	+34	3,5	20
Berne amont	+23	7,0	30
Berne aval	+23	5,0	30

La progression de l'installation des drains de sable a été satisfaisante dans la plupart des endroits de la fondation. Cependant, dans les parties où il y avait des poches de sable sous pression semi-artésienne, la progression fut lente et problématique. Dès qu'une poche de sable était rencontrée, le matériau sablonneux pénétrait immédiatement dans le tubage. Une fois les drains installés, une couche de matériau filtrant a été placée au sommet des drains et ce filtre a été raccordé à la couche filtrante sous le remblai.

Immédiatement après avoir complété les drains de sable, la partie centrale a été chargée jusqu'au niveau +12 (i.e. 6 m au-dessus du niveau du thalweg). La réponse des piézomètres au chargement a été satisfaisante. Le taux de dissipation des pressions interstitielles durant la période de chargement a été plus rapide que prévu et conséquemment le degré de consolidation fut considérable. Ceci a probablement été causé par la contribution des poches de sable qui ont permis un drainage en direction horizontale en interconnectant les drains de sable individuels.

Avant de placer le remblai sur les surfaces possédant des drains de sable, des plaques de tassement ont été installées, puis des mesures continues ont été prises et analysées. Des tassements d'environ 90 cm ont été mesurés la première année et de près de 200 cm durant les deux années après le début du chargement. Des pressions interstitielles élevées se sont développées et des tassements importants se sont produits surtout dans les horizons d'argile marine. À la fin de la construction du



differential settlements between the core and the berms were the other issues of concern. It was finally decided to place sand drains into the foundation soils. They would serve a dual purpose, namely (i) shortening of the drainage path causing accelerated excess pore water pressure dissipation thus leading to an early increase in strength in the cohesive foundation soil, and (ii) contributing to the overall shear resistance of the foundation soil by acting as a reinforcement.

Prior to the installation of sand drains, hydraulic piezometers were placed into the foundation at different locations and depths. The diameter of sand drains was 40 cm; they were installed by a rotary drilling method. Their spacing and depth varied for different sections of the dam (see Figs. 6.3, 6.4 and Table 6.1).

Table 6.1.  
Design of sand drain patterns

<b>Location in dam foundation area</b>	<b>Max. fill elevation (m a.s.l.)</b>	<b>Spacing (m)</b>	<b>Depth (m)</b>
Central section	+34	3.5	20
Upstream berm	+23	7.0	30
Downstream berm	+23	5.0	30

Progress in the installation of sand drains was quite satisfactory in most parts of the foundation. However, in parts where sand pockets under semi-artesian pressure existed, progress was very slow and troublesome. Upon encountering a sand pocket, sandy material immediately gushed into the casing. After completion of the sand drains, a 100 cm thick filter layer was placed on top of the drains. This filter was connected to the previously existing filter layer beneath the embankment.

Soon after completion of the sand drains, the central area was loaded up to elevation +12 (i.e. 6 m above the thalweg level). The response of the piezometers to loading was satisfactory. The rate of dissipation of the excess pore water pressures during the loading period was much faster than calculated and consequently the percentage of consolidation was considerable. This was probably caused by the contribution of the sand pockets which enhanced drainage in the horizontal direction by interconnecting the individual sand drains.

Before placing fill on the sand drain areas, settlement plates had been installed and continuous measurements were taken and evaluated. Settlements around 90 cm were measured within one year, and up to 200 cm within two years after start of load application. High pore water pressures developed and large settlements took place mainly in the marine clay strata. After completion of dam construction, the overall settlement was predicted to reach 5 m.

barrage, il a été estimé que le tassement total atteindrait 5 m et, après 9 années, le tassement mesuré était de 4,7 m.

### 6.2.5. Instrumentation et interprétation des résultats d'instrumentation

Un total de 130 piézomètres, 26 plaques de tassement, 5 inclinomètres, 6 cellules de pression totale, et 4 appareils sismiques ont été installés en différentes parties de la fondation du barrage. Aussi, plusieurs repères topographiques de surface ont été installés. Les lectures prises durant les toutes premières étapes du chargement et montrant la réponse non drainée des sols de fondation ne sont pas tous disponibles en ce moment, mais il y a encore de nombreuses lectures de piézomètres (PH et P) et de plaques de tassements (TT) qui peuvent être retrouvées et une partie de ces lectures sont présentées sur la Fig. 6.5. Presque tous les piézomètres électriques ont cessé de fonctionner entre 10 et 15 ans après leur installation et les enregistrements qui sont présentés ici sont ceux des piézomètres hydrauliques. Les groupes d'instruments dont les résultats sont présentés sur la Fig. 6.5 sont localisés sous le batardeau amont (groupes A et B), le noyau au centre du barrage principal (groupe 7), le profil d'essai entre l'axe du barrage principal et le batardeau aval (groupe 1), et le batardeau aval (groupe D) (voir la Fig. 6.3).

Les Figs. 6.5a à 6.5e présentent la variation dans le temps du niveau du réservoir, des niveaux de remblai, des niveaux piézométriques et des tassements. Pour la plupart de ces courbes, les enregistrements de la période 1977 à 1988 sont manquants, mais les lectures avant et après cet intervalle de temps peuvent être corrélées. Sur certaines figures, le graphique de cet intervalle a été omis tel qu'indiqué.

Il y eut aussi deux remblais d'essais; un était situé à l'intérieur du batardeau amont, et l'autre (remblai d'essai no 1) était situé sur le côté aval de l'axe du barrage principal où la plus faible zone avait été identifiée sous le remblai (voir la Fig. 6.3). Le remblai d'essai a été conçu et analysé par le professeur T.W. Lambe du M.I.T. Les détails du chargement non drainé du remblai ne sont pas disponibles. Le comportement initial du remblai d'essai dans le batardeau amont, cependant, a été résumé par Soydemir (1970) et Lambe (1973).

Les mesures des plaques de tassements montrées sur la Fig. 6.5 (identifiées par TT) et d'autres, tels TT5, TT6, TT7, TT15, TT17 (en dehors de la section montrée sur la Fig. 6.5) révèlent les compressibilités finales moyennes indiquées au tableau 6.2, pour les différentes sections du barrage (exprimées par le ratio de la pression appliquée sur le tassement).

La compressibilité la plus élevée se trouve du côté aval du noyau, tel qu'attendu sur la base des profils de sol.

La Fig. 6.5 indique que les tassements ont atteint 5 m sous le noyau. C'est un tassement inhabituel pour un remblai de 28 m de hauteur. De façon similaire, les tassements sous les autres sections du barrage sont comme suit: 2,25 m sous le batardeau amont, 3,43 m entre le batardeau amont et le noyau, 3,5 m entre le noyau et le batardeau aval, et 1,5 m sous le batardeau aval.

Within nine years, 4.70 m were observed.

### 6.2.5. Instrumentation and interpretation of monitoring results

A total of 130 piezometers, 26 settlement plates, 5 inclinometer stations, 6 total stress cells, and 4 seismic instruments were placed into various parts of the dam and its foundation. Also, many surface surveying markers were installed. Readings during the very early stages of embankment loading showing the undrained response of the foundation soils are not fully available, but there are still numerous records of piezometers (PH and P) and settlement plates (TT) which could be retrieved and part of them are presented in Fig. 6.5. Almost all electrical piezometers stopped functioning 10 to 15 years after installation and the records which are presented here are those of hydraulic piezometers. The instrumentation groups whose records are given in Fig. 6.5 are located under the upstream cofferdam (clusters A and B), the core at the axis of the main dam (cluster 7), the test section between main dam axis and downstream cofferdam (cluster 1), and the downstream cofferdam (cluster D) (see Fig. 6.3).

Figures 6.5a to 6.5e present the time variation of reservoir level, fill elevation, piezometric heads and settlements. In most of these plots the records of the period 1977 to 1988 are missing, but the readings before and after this interval can be correlated. In some of the figures plotting of this gap has been skipped as indicated.

There were also two test embankments: one was inside the upstream cofferdam, the other one (Test Fill no. 1) was on the downstream side of the main dam axis where the weakest zone under the embankment had been identified (see Fig. 6.3). This test embankment was designed and analyzed by M.I.T. with Prof. T.W. Lambe as the consultant. The details of undrained loading of the embankment are not available. The initial behavior of the test embankment in the upstream cofferdam, however, was summarized by Soydemir (1970) and Lambe (1973).

The records of the settlement plates shown in Fig. 6.5 (indicated by TT) and of others, such as TT5, TT6, TT7, TT15, TT17 (outside the section shown in Fig. 6.5) reveal the following final average compressibilities under the different sections of the dam (expressed as the ratio of applied pressure to settlement, see Table 6.2):

The highest compressibility occurred downstream of the core as expected on the basis of the soil profiles.

Fig. 6.5 indicates that settlements under the core reached 5 m. This is an unusual amount of settlement for a 28 m high embankment. Similarly, settlements under the other sections of the dam are: upstream cofferdam: 2.25 m, between the upstream cofferdam and the core: 3.43 m, between the core and downstream cofferdam: 3.50 m, and downstream cofferdam: 1.50 m.

Tableau 6.2.  
Compressibilité moyenne des sols de la fondation alluvionnaire à différentes sections

Section	Batardeau amont	Entre le batardeau amont et le noyau	Section du noyau central	En aval du noyau	Batardeau
Compressibilité (kN/m <sup>2</sup> /m)	95	99	112	126	108

Les relevés géodésiques des monuments et des plaques de tassements indiquent encore des tassements de 5 à 10 mm/année. Ceci est dû aux épaisses couches d'argile où une consolidation secondaire se produit. Les mesures d'une vingtaine de piézomètres, avec leur niveau en pointe, sont montrées sur les Figs. 6.5a à 6.5e.

Les mesures piézométriques à long terme reflètent le réseau de distribution des pressions interstitielles dans les sols de fondation dû à l'écoulement permanent. Les niveaux piézométriques totaux dans la partie aval du barrage sont plus bas que ceux situés dans la partie amont à une même profondeur, tel qu'attendu. Le niveau du réservoir fluctue chaque année d'environ 5 à 6 m. Les variations annuels des niveaux piézométriques sont de 1 à 3 m. Il est intéressant de noter qu'en 1993, le remplissage du réservoir a été incomplet dû aux faibles précipitations. Cette période de deux années de faible niveau d'eau a causé une baisse importante des niveaux d'eau dans les piézomètres P1EH et P7EH, placés tous deux à 24 m de profondeur (i.e. au sommet de la couche de sable montrée à la base de la section sur la Fig. 6.1), mais dans différentes sections du barrage. La réponse caractéristique d'un piézomètre est affectée par le type de sol dans lequel il est placé. Un autre point à considérer est la présence de drains de sable dans certaines sections où les piézomètres ont été installés (groupes 1 et 7). Il n'y a pas de drains de sable sous les batardeaux amont et aval.

La hauteur initiale du batardeau amont était de 7,5 m (niveau +14) et la mise en place du remblai a débuté par un remblai d'essai avec les sections instrumentées A et B. Plus tard, il fût rehaussé jusqu'à une hauteur de 10,5 m (niveau +17 m). Les réponses de pressions interstitielles ont été cependant plus élevées qu'attendu, et le remblai fût baissé de 1,5 à 2,0 m, en enlevant les couches supérieures. Il y eut une période d'attente de 3 ans avant de remettre en place le remblai excavé (Fig. 6.6a). La Fig. 6.6b montre la relation tassement - temps au batardeau, tel que mesuré par les plaques de tassement aux endroits A et B.

Les pressions interstitielles mesurées sous le batardeau amont à l'endroit des sections instrumentées A et B sont tracées en fonction de la profondeur pour différentes dates, par exemple pour le 5/1968 (mois/année), 1/1969, 1/1970, 1/1972, 1/1975 et les années 1990 (i.e. bien longtemps après). La distribution de 1/1975 a été tracée parce que le remblai avait atteint le niveau +17 m pour la deuxième fois. Les mesures de pressions interstitielles à long terme sont affectées par les pressions dues à l'écoulement permanent.

Il est observé que l'argile grise devient plus plastique et possède une teneur en eau plus élevée sous 8 m de profondeur ; la réponse des pressions interstitielles est

Table 6.2.  
Average compressibility of alluvial foundation soils at different sections

Section	Upstream cofferdam	Between upstream cofferdam and core	Core central section	Downstream of core	Downstream cofferdam
Compressibility (kN/m <sup>2</sup> /m)	95	99	112	126	108

Geodetic survey points and settlement plates still show settlement rates in the range of 5 to 10 mm/year. This is due to the thick layers of clay which may also give rise to secondary consolidation. Records of about 20 piezometers together with their tip elevations are shown in Figs. 6.5a to 6.5e.

Piezometer records in the long run reflect the pore water pressure distribution network in the foundation soils due to steady seepage. The total piezometric head elevations in the downstream area of the dam are observed to be smaller than those in the upstream part for piezometers with their tip at the same depth, as expected. The reservoir level fluctuates every year by about 5 to 6 m. The yearly changes in the piezometric head elevations are in the range of 1 to 3 m. It is interesting to note that in 1993 filling of the reservoir was incomplete due to the lack of precipitation. This two-year period of low water level caused significant drops in the heads of piezometers P1EH and P7EH which both are at 24 m depth (i.e. at the top of the sand layer shown in Fig. 6.1 at the base of the cross section), but in different sections of the dam. The response characteristics of the piezometer is affected by the type of soil into which it is placed. Another point to consider is the presence of sand drains in some of the sections where the piezometers were installed (namely Clusters 1 and 7). Upstream and downstream cofferdams are free from sand drains.

The initial height of the upstream cofferdam was 7.5 m (El. +14) and fill placement had started first as a test embankment on the instrumented sections A and B. Later it was raised to El. +17 m (10.5 m high). The pore water pressure response was, however, more than expected and the embankment was lowered by 1.5 to 2.0 m by removing the upper layers. There was a waiting period of at least 3 years before the excavated fill was replaced (Fig. 6.6a). Figure 6.6b shows the settlement - time relationship of the cofferdam measured by settlement plates at locations A and B.

In Fig. 6.2, the measured pore pressures under the upstream cofferdam at instrumented sections A and B are plotted versus depth for different instances of time, namely for 5/1968 (month/year), 1/1969, 1/1970, 1/1972, 1/1975 and the 1990's (i.e. long time afterwards) The 1/1975 distribution has been plotted because the embankment was raised to El. +17 m for the second time. Long-term pore water pressure measurements are affected by the steady seepage pressures.

It is observed that the medium gray clay becomes more plastic and has a higher water content below 8 m depth; the pore water pressure response is greatest

plus importante entre les niveaux -4 m et -14 m. Il est rapporté que durant les chargements effectués au printemps les piézomètres ont enregistré des pressions qui étaient même plus élevées de quelques mètres. Des valeurs de 0,9 ont été rapportées pour le ratio de pressions interstitielles  $r_u$ . Sur la Fig. 6.2 plusieurs valeurs  $r_u$  sont comprises entre 0,50 et 0,78. Pour les calculs de stabilité, une valeur  $r_u$  de 0,65 avait été recommandée comme valeur maximale.

#### **6.2.6. Leçons tirées**

Le projet du barrage Alibey est presque un exemple unique d'un remblai de barrage construit sur un dépôt d'alluvions cohésives et molles. Des approches de conception bien établies comme la construction par étape, des bermes et des drains de sable ont toutes été utilisées dans le projet. Ce cas historique montre qu'un programme d'investigation planifié avec soin, qu'une bonne caractérisation et une bonne instrumentation des sols sont des exigences essentielles pour réaliser avec succès la conception et la construction d'un barrage sur une fondation de matériaux mous et compressibles.

between El. -4m and -14 m. It is understood that during loading in spring several electrical piezometers had recorded pressures which were even a few meters higher. Values of up to 0.9 were reported for the pore pressure ratio,  $r_u$ . In Fig. 6.2 many  $r_u$ -values are between 0.50 and 0.78. In the stability calculations an  $r_u$ -value of 0.65 was recommended as the maximum allowed.

#### **6.2.6. Lessons learned**

The Alibey dam project is an almost unique example of an embankment dam constructed on a soft, cohesive, alluvial deposit. Well-established design principles like stage construction, berms, and sand drains were all used in the project. The case history demonstrates that a carefully designed soil investigation program, proper soil characterization, and foundation instrumentation are essential prerequisites for a successful design and construction of a dam on such weak, compressible materials.

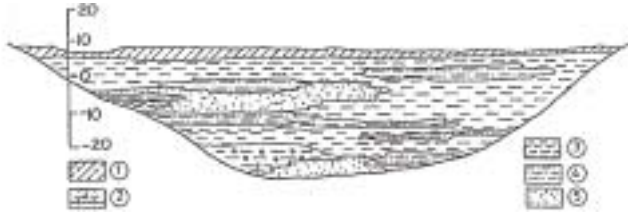


Fig. 6.1

Alibey dam: Section through valley at dam site showing alluvial soils  
*Barrage Alibey : section en travers la vallée au barrage montrant les sols alluvionnaires*

- 1) Silty clay
- 2) Clayey gravel and sand
- 3) Clay
- 4) Sandy clay
- 5) Sand

- 1) Argile silteuse
- 2) Gravier argileux et sable
- 3) Argile
- 4) Argile sableuse
- 5) Sable

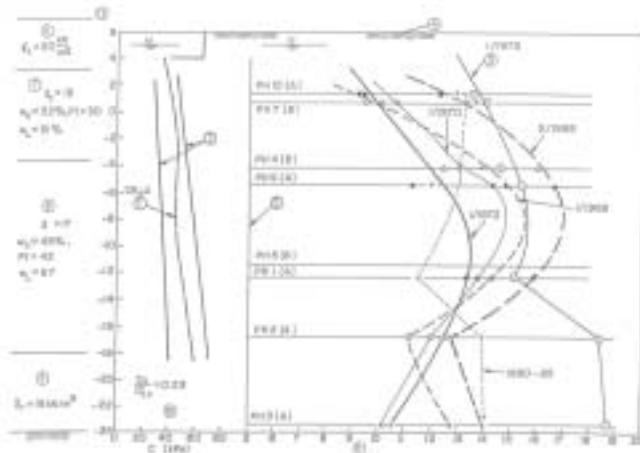


Fig. 6.2.

Idealized soil profile beneath upstream cofferdam; soil properties and pore water pressure response  
*Profil idéalisé du sol sous le batardeau amont; propriétés des sols et fonction de la pression interstitielle*

- 1) Triaxial tests
- 2) Upper and lower bounds of field vane strength
- 3) After second filling (1.5 m) (excavated before due to high pore water pressure response)
- 4) See Fig. Figure 6.6a for loading history
- 5) Initial static level (total head)
- 6) Stiff yellow clay
- 7) Medium gray clay
- 8) Medium gray clay
- 9) Stiff clay and sand
- 10) Undrained shear strength
- 11) Total head (m)
- 12) Elevation (m)

- 1) Essais triaxiaux
- 2) Limites supérieures et inférieures des résistances de l'essai in situ
- 3) Après le second remplissage (1,5 m) (excavé avant à cause des fortes pressions interstitielles)
- 4) Voir fig. Fig. 6.6a pour l'historique du chargement
- 5) Niveau hydrostatique initial (charge totale)
- 6) Argile jaune raide
- 7) Argile gris moyen
- 8) Argile gris moyen
- 9) Argile raide et sable
- 10) Résistance au cisaillement non drainé
- 11) Charge totale (m)
- 12) Élévation (m)



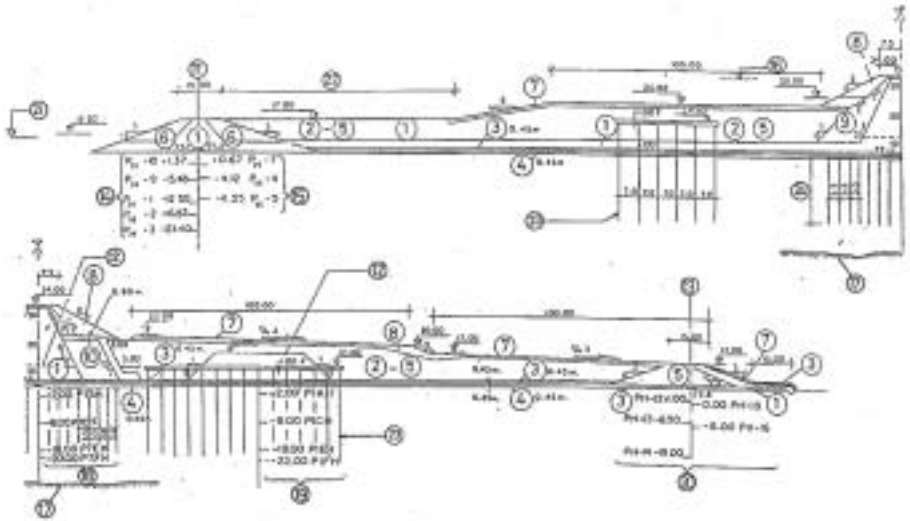


Fig. 6.3.

Maximum cross section of Alibey dam showing instrument groups  
*Coupe en travers maximum du barrage Alibey montrant les groupes d'instruments*

- |                                                  |                                                      |
|--------------------------------------------------|------------------------------------------------------|
| 1) Plastic clayey material                       | 1) Matériau argileux plastique                       |
| 2) Sandy clay                                    | 2) Argile sableuse                                   |
| 3) Filter material                               | 3) Matériau de filtre                                |
| 4) Clayey sand-gravels (Pleistocene)             | 4) Sable argileux-gravier (Pléistocène)              |
| 5) Spillway excavation material                  | 5) Matériau d'excavation de l'évacuateur             |
| 6) Muck (from tunnel excavation)                 | 6) Marinage (de l'excavation du tunnel)              |
| 7) Rock material (slightly weathered)            | 7) Matériau rocheux (légèrement altéré)              |
| 8) Rock material (sound rock)                    | 8) Matériau rocheux (roc sain)                       |
| 9) Selected sand-gravel material (Pleistocene)   | 9) Sable et gravier sélectionné (Pléistocène)        |
| 10) Gravely sand (Pleistocene)                   | 10) Sable graveleux (Pléistocène)                    |
| 11) Axis of upstream cofferdam                   | 11) Axe du batardeau amont                           |
| 12) Foundation loading test fill no. 1 (1967)    | 12) Essai de chargement n° 1 sur la fondation (1967) |
| 13) Axis of downstream cofferdam                 | 13) Axe du batardeau aval                            |
| 14) Cluster A                                    | 14) Nuage A                                          |
| 15) Cluster B                                    | 15) Nuage B                                          |
| 16) Normal and max. reservoir water level 32.0 m | 16) Niveau normal et maximal du réservoir : 32,0 m   |
| 17) Rock                                         | 17) Roc                                              |
| 18) Cluster 7                                    | 18) Nuage 7                                          |
| 19) Cluster 1                                    | 19) Nuage 1                                          |
| 20) Cluster D                                    | 20) Nuage D                                          |
| 21) Min. reservoir water level 11.25 m           | 21) Niveau min. du réservoir 11,25 m                 |
| 22) Variable                                     | 22) Variable                                         |
| 23) Installed in 1974                            | 23) Installé en 1974                                 |
| 24) Sand piles 2/3 H                             | 24) Piliers de sable 2/3 H                           |

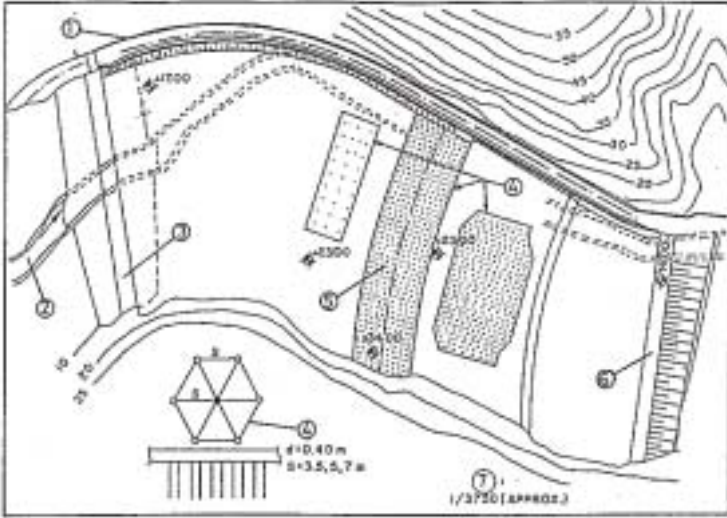


Fig. 6.4.  
Locations of sand drains in plan  
*Situation des drains de sable en plan*

- |                         |                                    |
|-------------------------|------------------------------------|
| 1) Emergency spillway   | 1) <i>Évacuateur de sécurité</i>   |
| 2) Alibey creek         | 2) <i>Ruisseau Alibey</i>          |
| 3) Upstream cofferdam   | 3) <i>Batardeau amont</i>          |
| 4) Sand drains          | 4) <i>Drains de sable</i>          |
| 5) Axis of main dam     | 5) <i>Axe du barrage principal</i> |
| 6) Downstream cofferdam | 6) <i>Batardeau aval</i>           |
| 7) Scale                | 7) <i>Échelle</i>                  |

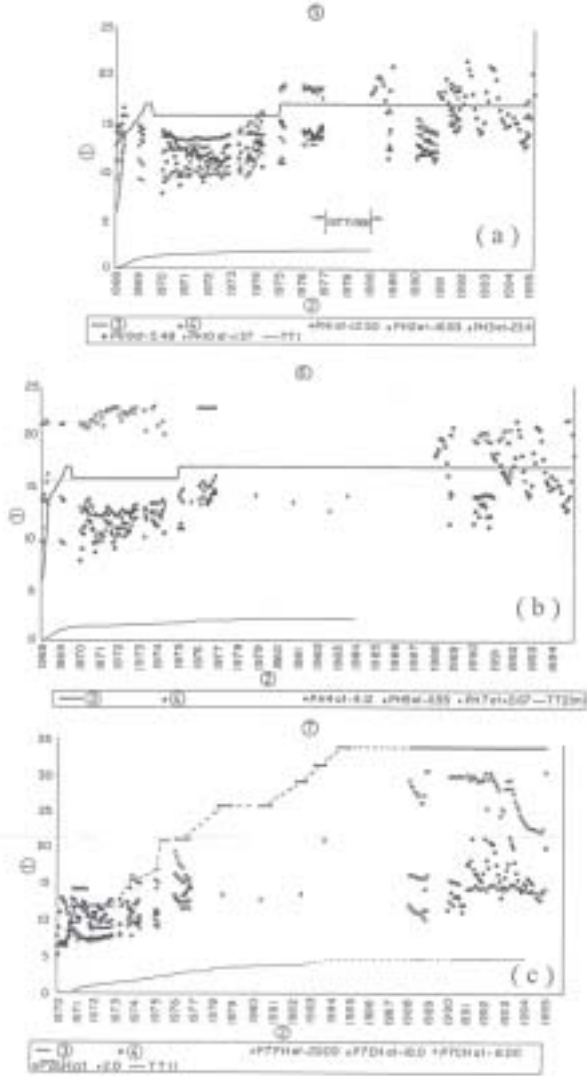


Fig. 6.5. (a, b, c)  
Records of measurements  
*Enregistrement des mesures*

Settlement plates  
Piezometers  
Reservoir level  
Height of embankment fill

*Plaques de tassement  
Piézomètres  
Niveau du réservoir  
Hauteur du remblai*

(a) upstream cofferdam (A)  
(b) upstream cofferdam (B)  
(c) central core  
(d) downstream of core  
(e) downstream cofferdam

*(a) batardeau amont (A)  
(b) batardeau amont (B)  
(c) noyau central  
(d) aval du noyau  
(e) batardeau aval*

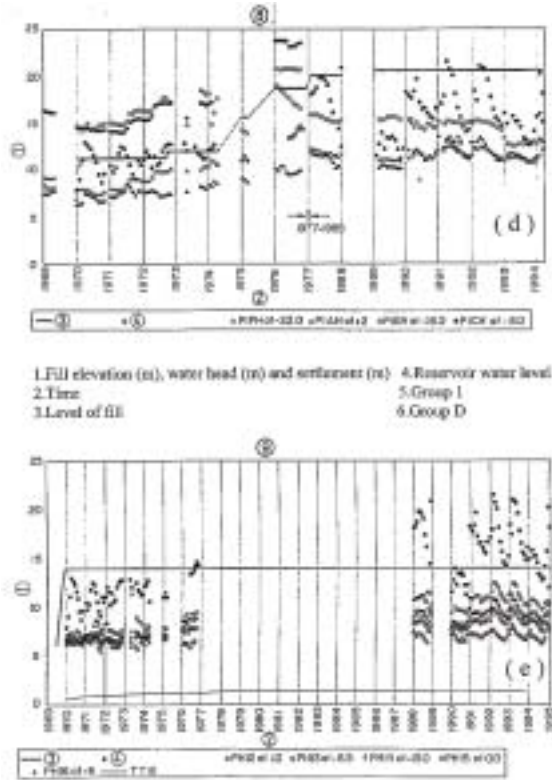


Fig. 6.5. (d, e)

- 1) Fill elevation (m), water head (m), and settlement (m)
- 2) Time
- 3) Fill elevation
- 4) Reservoir water level
- 5) Cluster A
- 6) Cluster A
- 7) Cluster 7
- 8) Cluster 1
- 9) Cluster D

- 1) Élévation du remblai (m), charge (m) et tassement (m)
- 2) Temps
- 3) Élévation du remblai
- 4) Niveau du réservoir
- 5) Nuage A
- 6) Nuage B
- 7) Nuage 7
- 8) Nuage 1
- 9) Nuage D

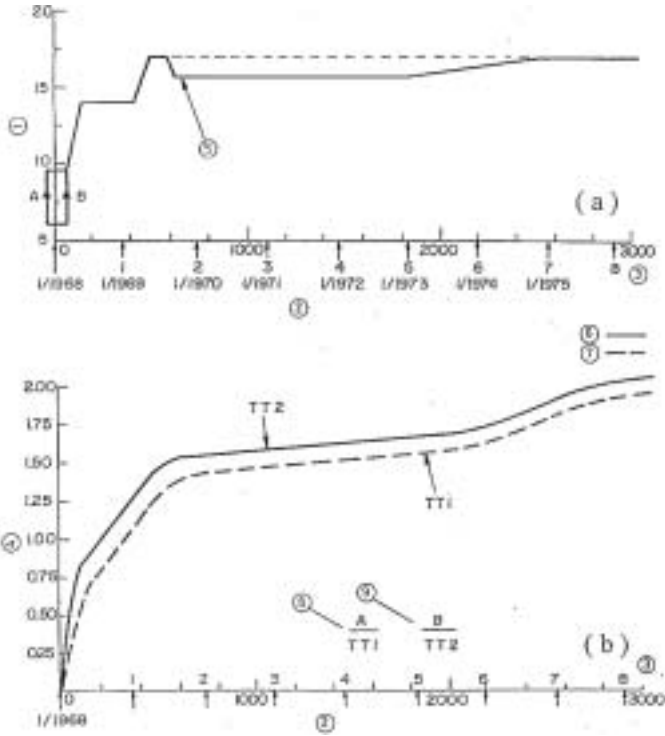


Fig. 6.6.

(a) Loading history of upstream cofferdam at initial stages of construction

(b) Settlement-time behavior of upstream cofferdam at initial stage

(a) Historique du chargement du batardeau amont au début de la construction

(b) Comportement du tassement-temps du batardeau amont au stage initial

1) Fill elevation (m)

2) Time (days)

3) Time (year)

4) Total settlement (m)

5) Excavated due to high pore water pressure upon loading to + 17 m ( 11 m net loading)

6) Final settlement (2.35 m)

7) Final settlement (2.15 m)

8 & 9) Settlement plate no.

1) Élévation du remblai (m)

2) Temps (jours)

3) Temps (année)

4) Tassement total (m)

5) Excavé à cause des pressions interstitielles élevées sous chargement + 17 m (11 m de charge nette)

6) Tassement final (2,35 m)

7) Tassement final (2,15 m)

8 & 9) N° de la plaque de tassement

## **6.3. BARRAGE MERRILL CREEK: TRAITEMENT D'UNE FONDATION SAPROLITIQUE**

### **6.3.1. Introduction**

Ce cas est basé sur une publication de Roussel & Metcalfe (1990) et considère les caractéristiques et le traitement subséquent de la fondation rocheuse du barrage Merrill Creek dans l'état du New Jersey, États-Unis. Cet ouvrage est situé dans un massif saprolitique. Le traitement de fondation comprend l'enlèvement des matériaux non convenables, le remplissage des irrégularités avec du béton et du mortier et l'injection de fondation proprement dite.

Le barrage Merrill Creek est un ouvrage en remblai de 85,5 m de hauteur, long de 732 m, qui emmagasine 56 780 000 m<sup>3</sup> d'eau dans un réservoir situé approximativement à 6,5 km de la rivière Delaware au nord ouest de l'état du New Jersey. La vocation de l'ouvrage est d'assurer un apport d'eau supplémentaire à la rivière Delaware et remplacer les eaux utilisées par des centrales électriques aménagées dans le bassin de la rivière Delaware.

Les investigations de terrain et les études d'ingénierie pour l'aménagement ont débuté en 1979. La construction a démarré en août 1985 et le barrage a été terminé en décembre 1987. Le remplissage du réservoir s'est amorcé en janvier 1988 et était à toute fin pratique terminé à la fin du mois d'octobre de la même année. Le comportement du barrage et de ses fondations a été conforme aux critères de conception.

### **6.3.2. Historique**

Les investigations au site du barrage comprennent 25 forages, trois tranchées réalisées au bélier mécanique, deux puits d'essais, approximativement 310 m de relevés de réfraction sismique, la cartographie géologique et l'interprétation de photos aériennes, tel que montré à la Fig. 6.8. Le roc au site du barrage est un gneiss précambrien avec des intrusions, des veines et des filaments de pegmatite d'épaisseurs variant de quelques millimètres à plus de 3 mètres. La couverture de glace continentale de l'Amérique de Nord n'a pas atteint le site durant les époques géologiques récentes; ainsi la roche cristalline s'est altérée en place sur une période d'au moins 200 000 années. Le processus d'altération a conduit à la formation d'un couvert de saprolite d'épaisseur variable. Les horizons A et B se sont formés dans la saprolite à la surface du sol. Carroll (1970) explique la formation de saprolite de la façon suivante:

«Dans la désagrégation géochimique, l'altération chimique des minéraux est déclenchée par la réaction chimique entre les minéraux et leur environnement. Un exemple courant d'altération est le changement du feldspath en minéraux argileux. Une roche altérée a une apparence différente d'une roche fraîche. Les minéraux constitutifs (dans une roche ignée ou métamorphique) sont mats et ils peuvent s'être relâchés les uns des autres et/ou de la matrice. Le roc peut alors se désagréger plutôt que demeurer intact. La roche paraît pourrie et peut être appelée saprolite. La texture et la structure d'une saprolite sont similaires à

### **6.3. MERRILL CREEK DAM : TREATMENT OF SAPROLITIC FOUNDATION**

#### **6.3.1. Introduction**

This case history is based on a paper by Roussel & Metcalfe (1990) and considers the characterization and subsequent treatment of the bedrock foundation for the Merrill Creek Dam in the State of New Jersey, USA. This site is in saprolitic terrain. Foundation treatment includes removal of unsuitable material, filling of surface irregularities with concrete and grout, and foundation grouting.

Merrill Creek Dam is a 85.5 m high, 732 m long earth and rockfill embankment impounding a 56 780 000 m<sup>3</sup> offstream reservoir located approximately 6.5 km from the Delaware River in northwestern New Jersey. A cross section of the dam is shown in Fig. 6.7. The purpose of the facility is to provide supplemental water to the Delaware River to compensate for consumptive use of river water by electric facilities located in the Delaware River Basin.

Subsurface investigation and engineering design studies for the facility began in 1979. Construction of the project started in August 1985, and the dam was topped out in December 1987. Reservoir filling commenced in January 1988 and was essentially completed by the end of October 1988. The dam and its foundation have performed in accordance with all design criteria.

#### **6.3.2. Background**

Subsurface investigations undertaken at the dam site include twenty-five borings, three dozer trenches, two test pits, approximately 310 m of seismic refraction traverses, geologic mapping, and aerial photography interpretations, as shown in Fig. 6.8. Bedrock at the damsite is Precambrian gneiss with interspersed lenses, veins, and stringers of pegmatite varying in thickness from a few millimeters to more than 3 m. The continental ice sheets of North America did not reach the site in recent geologic times, and as a result, the crystalline bedrock has weathered in place for at least 200 000 years. Weathering has produced a mantle of saprolite of variable thickness. A and B soil horizons formed in the saprolite at the ground surface. Carroll (1970) explains the formation of saprolite as follows:

"In geochemical weathering the chemical alteration of minerals commences because of the chemical reactions that take place between minerals and their environment. A common example of weathering is seen in the change of feldspar into clay minerals. A weathered rock has a different appearance from that of a fresh rock. The constituent minerals (in an igneous or metamorphic rock) are dull, and they may be loosened from one another and/or from the matrix. The rock may crumble instead of remaining intact. The rock appears rotten and may be called a saprolite. The texture and structure of a saprolite are

celles d'une roche fraîche et la saprolite peut être identifiée comme étant un granite, un basalte, un gneiss, etc. Il y a peu ou pas de changements de volume ou de mouvements des produits d'altération. La lixiviation a modifié le feldspath en minéraux argileux et l'oxydation des matériaux ferreux en matériaux ferriques a donné à la saprolite une couleur brunâtre. La saprolite est le produit de changements chimiques ayant eu lieu sur place dans des conditions humides continues.»

Les investigations ont indiqué que la saprolite a de 2,5 à 9,2 m d'épaisseur sur les appuis latéraux et de 1,8 à 9,2 m au-dessous des alluvions occupant le lit de la vallée Merrill Creek. Sous la saprolite se trouve la zone de roc altéré dont les parties supérieures constituent un mélange de saprolite et de "corestones", appelé zone de transition. L'altération de toute cette zone est associée au modèle de fracturation du massif rocheux et reliée partiellement à la topographie. La distance de la surface du sol au fond de cette zone de transition est plus grande sur les appuis et plus petite dans la vallée. Les essais de déchirement de la zone érodée dans des tranchées ont démontré que de 3 à 4,5 m de ce matériau peut être déchiré avec succès avec une seule dent montée sur un bélier mécanique.

Toute la fondation du barrage devait être préparée pour assurer une assise adéquate au barrage et pour limiter la migration des particules sous l'action des infiltrations. Le mort-terrain et tout matériau organique ou compressible devaient être enlevés sous la recharge amont du barrage pour offrir un support de fondation adéquat. La partie aval devait être excavée jusqu'à la partie supérieure de la roche altérée pour éliminer les sols de faible perméabilité et préparer la surface pour la construction du tapis de drainage.

Il est apparu évident que le traitement de la zone altérée, telle qu'exposée au niveau de la tranchée du noyau, serait requis. Le traitement suivant a été développé et inclus aux devis techniques. La tranchée du noyau devait être excavée à la profondeur nécessaire pour exposer un roc pouvant être injecté de façon satisfaisante (roc injectable). La profondeur au roc injectable a été estimée correspondre à la limite de déchirement au bélier mécanique. Une fois exposée, la surface du roc injectable devait être nettoyée à l'aide de jets d'eau et d'air à haute pression, de même qu'à la main, au pic et à la pelle pour enlever tout matériau lâche. Les matériaux lâches ou érodables dans les fissures et les joints devaient aussi être enlevés. Les fissures ouvertes importantes devaient être nettoyées et remplies de béton dentaire. Du mortier liquide devait être appliqué à l'aide de balais dans les fissures plus petites. Les zones de roc de mauvaise qualité devaient être excavées et remplies de béton dentaire.

Toutes les pentes raides de roc et les surplombs rocheux devaient être remodelés. De plus, du béton de correction serait utilisé sur les surfaces irrégulières pour assurer un confinement pour les injections de fondation et assurer une bonne surface pour le contact critique du noyau avec le roc de fondation.

Après avoir complété le traitement de surface de la tranchée du noyau, l'injection des fondations serait réalisée pour limiter les infiltrations sous l'ouvrage. Le programme conçu pour le barrage consiste en des injections de tapis sur toute la largeur de la tranchée du noyau et s'étendant de 25 à 30 mètres au-delà des deux



similar to those of the fresh rock and the saprolite can readily be recognized as a granite, basalt, gneiss, etc. There is little or no volume change or movement of alteration products. Leaching has changed feldspar to clay minerals and oxidation of ferrous iron to ferric iron has given the saprolite a brownish color. A saprolite is the product of chemical changes that have taken place in situ under continual moist conditions".

The investigations indicated that the saprolite is 2.5 m to 9.2 m thick on the abutments with 1.8 to 9.2 m of saprolite overlying alluvium occurring along the floor of the Merrill Creek Valley. Beneath the saprolite is the weathered rock zone; the upper portions of which are a mixture of saprolite and corestones called the transition zone. The weathering of this entire zone is associated with the fracture pattern in the bedrock and to be related in part to topography. The depth below the ground surface to the bottom of the weathered rock zone was found to be greatest at the abutments and smallest in the valley. Investigations of the rippability of the weathered rock zone in dozer trenches suggested that about 3 to 4.5 m of this material can be successfully ripped with a single tooth ripper mounted on a crawler tractor.

The entire foundation of the dam was to be prepared to provide an adequate supporting base for the dam and to limit migration of soil particles under seepage forces. Topsoil and unsuitable organic and other compressible materials would be removed under the upstream shell of the dam to provide proper foundation support. The downstream shell area would be excavated to the top of weathered rock to remove the relatively low-permeability soils and prepare the surface for construction of the drainage blanket.

It was clear from the site investigation that treatment of the weathered rock zone as exposed in the dam core trench would be required. The following treatment plan was developed and included in the construction contract documents. The core trench would be excavated to the depth necessary to expose rock that could be satisfactorily grouted ("groutable" rock). The depth to groutable rock was estimated to coincide with the limit of rippability. When exposed, the surface of the groutable rock would be cleaned with high pressure air-water hoses, as well as by hand with picks and shovels, to remove loose material. Loose and erodible material would also be removed from open joints and cracks. Major open fractures would be cleaned and filled with dental concrete. Grout would be applied to smaller open cracks with brooms. Local areas of poor quality rock would be excavated and backfilled with dental concrete.

Steep rock surfaces and all overhanging rock ledges would be trimmed. In addition, "regularizing" concrete would be placed on the irregular rock surface to provide confinement for the foundation grouting to follow and to regularize the foundation surface for fill placed at the critical contact between the core and the rock foundation.

After completion of the surface treatment of the core trench, foundation rock would be grouted to reduce the potential for underseepage. The grouting program designed for the dam consisted of blanket grouting over the entire width of the core trench and extending 25 m to 30 m beyond both ends of the embankment. Purpose

extrémités du barrage. L'objectif de ce tapis était le traitement des zones les plus perméables de la partie supérieure du roc altéré. La bande longitudinale centrale du tapis faisait 14,6 m de large et comprenait 5 rangées de forages d'une profondeur de 9 mètres à partir du fond de la tranchée du noyau. Deux des cinq rangées prévoyaient des forages inclinés pour intercepter les fissures ouvertes sub-verticales. Le nombre de rangées dans cette bande devait être réduit à pas moins de 3 sur les appuis latéraux où la largeur de la tranchée devenait inférieure à 14,6 m. Dans les secteurs où la largeur de la tranchée était supérieure à 14,6 m, des rangées supplémentaires de forages verticaux de 6 mètres de profondeur seraient ajoutées à l'extérieur de la bande centrale pour couvrir complètement l'empreinte de la tranchée.

En plus des injections de tapis, des trous d'exploration seraient forés et injectés sur l'axe du barrage à 14,6 m d'intervalle. Ces trous seraient forés à une profondeur de 43 m sur les premiers deux tiers de la vallée Merrill Creek et à une profondeur de 28 m sur les appuis latéraux. Ces trous permettraient de détecter des zones perméables plus profondes. Des trous additionnels seraient forés selon les besoins, en tenant compte des absorptions mesurées lors des injections du réseau de base.

### **6.3.3. Problèmes et solutions**

Les conditions rencontrées durant les travaux d'excavation et de traitement des fondations ont engendré certaines difficultés et ont dicté des ajustements au programme d'injection. Quand la saprolite a été enlevée dans la tranchée du noyau et que l'excavation des poches de saprolite restantes et de la portion supérieure de la zone de transition a débuté, une surface de roc très irrégulière est apparue. De telles irrégularités, associées à des différents degrés d'altération de la saprolite, étaient prévues, mais l'ampleur était plus importante qu'anticipée. Certains pics et faces rocheuses faisaient plus de 14 m de hauteur, comme illustré aux Figs. 6.9 et 6.10. Les zones de cisaillement exposées dans la tranchée du noyau avaient une largeur variant d'un à plusieurs mètres. Certaines zones de cisaillement étaient perpendiculaires à l'axe du barrage, tandis que d'autres interceptaient l'axe diagonalement, et elles s'étendaient sur toute la largeur de la tranchée du noyau. La présence et l'étendue de ces zones ont soulevé une inquiétude relativement à l'infiltration au niveau de la fondation, de même qu'au niveau des risques d'érosion des fondations puisque ces zones contenaient de grandes quantités de matériaux érodables.

Les pics rocheux et les parois hautes ont été traités soit (1) par remodelage à l'aide d'un brise-roche hydraulique ou par dynamitages légers, soit (2) par remplissage des dépressions rocheuses avec du béton de masse ou (3) par les deux méthodes. Après l'enlèvement des irrégularités rocheuses les plus importantes, l'excavation de détail a été exécutée par l'enlèvement manuel des matériaux lâches, le lavage des surfaces rocheuses à l'aide de jets d'air et d'eau à haute pression et l'excavation manuelle finale à l'aide de jets à haute pression en préparation pour le mortier liquide. Le mortier liquide a été appliqué à l'aide de brosses ou balais dans les joints ouverts et les fissures, de même qu'à l'endroit de surfaces de roc friable. Un béton de remodelage ou un mortier liquide a été appliqué sur la surface rocheuse nettoyée pour assurer une surface relativement uniforme pour le placement des

of the blanket grouting was to treat the more pervious upper portion of the weathered rock zone. The central longitudinal band of the blanket pattern was typically 14.6 m wide and included five lines of grout holes drilled 9 m below the bottom of the excavated core trench. Two of the five lines consisted of inclined holes to intercept near vertical open fractures. The number of grout lines in this band would be reduced to no-less than three on the abutments where the width of the core trench became smaller than 14.6 m. In areas where the core trench width was larger than 14.6 m, additional lines of 6 m-deep vertical grout holes on the same pattern would be added outside of the central band to cover the entire footprint of the core trench.

In addition to blanket grouting, exploratory holes would be drilled and grouted along the axis of the dam on 14.6 m centers. These holes would be drilled to a depth of 43 m over the lower two-thirds of the Merrill Creek Valley and to a depth of 28 m on the abutments. They would investigate the possible existence of deeper permeable zones. Additional grout holes would be drilled, as necessary, based on the grout-takes experienced in the basic grouting program.

### **6.3.3. Problems and outcomes**

Actual conditions revealed during excavation and foundation preparation for the dam led to construction difficulties and some adjustments to the grouting program. When the saprolite was removed from the core trench area and ripping of the remaining saprolite pockets and upper portion of the weathered rock zone began, a very irregular rock surface was exposed. Such irregularities associated with differential weathering in saprolitic terrain were expected, but their actual relief was greater than anticipated. Some of the pinnacles and rock faces were up to 14 m in height, as illustrated in Figs. 6.9 and 6.10. The shear zones exposed in the core trench varied in width from about a meter to several meters in width. These shear zones were perpendicular to the axis of the dam while others crossed the axis diagonally, and they extended across the entire width of the core trench. The presence and extent of these shear zones created concern for increased seepage through the dam foundation as well as for erosion through the foundation because the shear zones contained large amounts of erodible material.

The rock pinnacles and high rock faces were regularized by either (1) trimming with a hydraulic ram or by light blasting, (2) filling depressions within the rock surface with mass concrete, or (3) both. After removal of major rock irregularities, detailed excavation proceeded with hand removal of loose material, washing of the rock surface with high pressure air and water jets, and final hand excavation with the high-pressure jets to prepare the rock for slush grouting. Slush grout was brushed or broomed into open joints and cracks and over areas of friable rock. Further regularizing concrete was placed over the rock surface after final cleaning or application of slush grout to provide a relatively uniform surface for placement of core and transition materials. The steepness of the abutment slopes in several areas made it impossible to place

matériaux du noyau et de transition. À plusieurs endroits, les parois abruptes n'ont pas permis l'utilisation du béton de remodelage. Dans ces secteurs, le béton projeté a été utilisé pour adoucir les surfaces.

Les zones de cisaillement ont été excavées à la profondeur requise pour enlever tout le matériau érodable et pour exposer le roc qui pouvait être traité par injection, voir la Fig. 6.1. Quelques-unes de ces excavations ont atteint 6 à 9 mètres de profondeur et ont dû être remplies de béton de masse. Le nombre et l'envergure des zones de cisaillement rencontrées étaient inattendus et ont justifié des modifications au programme d'injection des fondations. La profondeur de certains trous d'injection a été augmentée et l'inclinaison ajustée dans les zones fortement cisillées ou de roc décomposé. Des injections spéciales, du type croisé et en éventail, ont été ajoutées au réseau d'injection de tapis pour traiter les zones de cisaillement majeures. L'injection croisée consistait en des trous inclinés localisés et orientés de façon à intercepter chaque zone de cisaillement à différentes profondeurs et localisations. Le programme d'injection de tapis de base était, en général, réalisé après avoir complété l'injection croisée. Toutefois, quand cela était possible, le réseau d'injection de tapis était modifié pour incorporer l'injection croisée. De cette façon, les trous d'injection planifiés devenaient des trous à deux fonctions, diminuant ainsi les délais potentiels dans le processus de construction.

Le programme d'injection des fondations a demandé le forage de 2 452 trous pour une longueur totale de 36 660 mètres. La conception originale prévoyait 1 415 trous, et une longueur de forage totale de 15 640 mètres. Approximativement 17 600 m<sup>3</sup> de béton de remodelage ont été utilisés, comparativement à 3 140 m<sup>3</sup> estimés originalement. Il est à noter qu'une portion de cette augmentation est due aux méthodes utilisées par l'entrepreneur chargé du bétonnage pour accélérer les travaux. L'augmentation de l'envergure des travaux de traitement de fondation et de bétonnage de remodelage est une conséquence directe du profil extrêmement irrégulier du roc gneissique et de l'étendue des zones de cisaillement. La quantité de trous d'injection a été augmentée pour diminuer l'espacement entre les trous et pour obtenir le clavage dans les zones plus fracturées. Un nombre important de trous étaient plus profonds que prévu à cause du haut taux d'absorption de coulis en profondeur. L'injection croisée des zones majeures de cisaillement a aussi contribué à augmenter la longueur totale de forage; ainsi, plus de 3 260 mètres de trous de ce type ont été forés dans le seul lit de la vallée.

#### **6.3.4. Leçons tirées**

La leçon principale à tirer de l'expérience du barrage Merrill Creek est que le profil d'altération des terrains saprolitiques peut être très erratique et que les surfaces de contact entre les différentes zones d'altération peuvent être très irrégulières. Ces irrégularités peuvent être substantiellement plus importantes dans les zones de cisaillement et entre roches cristallines de différente granulométrie. Dans les terrains où la saprolite s'est formée en profondeur, les programmes d'investigation traditionnels ne sont pas adaptés pour établir la surface des roches compétentes. En conséquence, des provisions doivent être incorporées à l'échéancier pour faire face à des conditions de fondation imprévues pendant la construction.

regularizing concrete. Pneumatically-applied shotcrete was used to smooth the foundation surface in these areas.

The shear zones were excavated to the depth necessary to remove erodible material and to expose rock that could be treated by grouting, see Fig. 6.11. Some of these excavations were 6 to 9 m deep and had to be filled with mass concrete. The number and extent of the shear zones encountered was unexpected and led to modifications in the foundation grouting program. Depth of some grout holes was increased, and the inclination altered in areas of badly sheared or decomposed rock to respond to the actual conditions encountered. Special grouting procedures, such as "stitch grouting" and "fan grouting" were superimposed on the blanket grouting pattern to treat the major shear zones. "Stitch grouting" consisted of inclined grout holes that were located and oriented in such a fashion as to intersect each shear zone at various locations and depths. The basic blanket grouting program was, in general, performed after completion of stitch grouting. However, when possible, the original pattern of blanket grout holes was modified and also used for stitch grouting. When this was done, planned grout holes became dual purpose holes, thereby minimizing potential delays in the construction process.

The completed foundation grouting program required drilling of 2452 grout holes to an aggregate length of 36 660 m. The original design estimate was 1415 grout holes and 15 640 m of total length. Approximately 17 600 m<sup>3</sup> of regularizing concrete were placed as compared to a design estimate of about 3140 m<sup>3</sup>; however, a portion of this increase was caused by the contractor placing regularizing concrete for construction expediency. The increased scope of the foundation grouting and regularizing concrete program is a direct consequence of the extremely irregular saprolitic weathering profile in the gneissic bedrock and the extent of the shear zones. More grout holes than anticipated were drilled to "split space" the grout pattern and to obtain closure in areas of more fractured rock. A significant number of grout holes were deeper than the planned depth because of significant grout takes experienced at depth. Stitch grouting of major shear zones was also a contributor to the increased footage. For example, more than 3260 m of stitch grout holes were drilled in the valley floor alone.

#### **6.3.4. Lessons learned**

An essential lesson learned from the Merrill Creek Dam experience is that weathering profiles in saprolitic terrain can be very erratic and contact surfaces between the various zones of weathering can be extremely irregular with this irregularity exaggerated at shear zones and between crystalline rock of different grain sizes. In terrains where saprolitization has occurred beyond shallow depth, traditional subsurface investigation programs are not well suited to predict the surface on top of "competent" rock. Consequently, special provisions should be made to handle unexpected foundation conditions during construction.

Le programme d'investigation mis en oeuvre à Merrill Creek durant l'étape de conception était raisonnable. Les résultats ont été interprétés, la géologie de la zone a été prise en compte et toutes les données ont été présentées aux entrepreneurs intéressés durant la période d'appel d'offres. Le contrat a été octroyé sur les bases de prix unitaires et des quantités estimées. À mi-chemin durant la construction, le contrat pour le traitement des fondations a été changé pour un contrat du type en régie pour s'adapter aux conditions rencontrées. Ce changement a engendré des coûts supérieurs à ceux prévus à l'estimation originale pour le traitement des fondations.

En rétrospective, des investigations supplémentaires auraient pu fournir des indications quant à la nature variable de la fondation rocheuse. Toutefois, les irrégularités du massif rocheux étaient si importantes qu'aucune quantité raisonnable de travaux d'investigation n'aurait pu définir de façon précise les conditions rencontrées. De même, l'arrêt des forages dans la zone qui semble représenter la partie supérieure du roc compétent peut conduire à des interprétations géologiques faussées. Le fait d'augmenter les quantités d'excavation par un facteur de 10 et de concentrer les efforts sur les appuis raides et densément boisés aurait augmenté le coût de la campagne d'investigation par un facteur de 20 à 50 avec comme résultat une amélioration marginale au niveau de la précision de la définition du profil d'altération. Il est raisonnable d'affirmer que le seul moyen de définir avec précision la surface d'excavation finale, compte tenu de sa grande variabilité, est d'excaver le matériau non convenable ce qui revient à dire procéder aux travaux de construction. La construction par étapes, avec un contrat séparé pour l'excavation des fondations, est un moyen de minimiser l'impact sur le contrat principal de construction.

Une autre leçon dérivée de cette expérience est que le Propriétaire devrait être avisé de la possibilité que les conditions de fondation diffèrent de celles prévues et du besoin de planifier et ainsi d'accepter les conséquences de ces changements. La planification peut inclure la construction par étapes, comme mentionné précédemment, ou des clauses contractuelles pour faire foi aux changements. Cette approche vise à protéger le Propriétaire, sans éliminer sa responsabilité quant aux conditions souterraines, puisque la façon de traiter les conditions de fondation non prévues pourrait être établie par le Propriétaire avant que le ou les contrats ne soient octroyés plutôt qu'en cours de construction.

The investigation program implemented at Merrill Creek Dam during design was reasonable. The results of the program were interpreted, consideration was given to the geology of the area, and all the data were presented to interested contractors during the bidding process. The contract was awarded based on unit prices and estimated quantities. About half-way through construction the contract for the foundation treatment was changed to a time and materials contract to address the actual condition encountered. This change resulted in costs for the foundation treatment above the original estimate.

In retrospect, further explorations might have indicated the potential for significant variability of the foundation rock. However, the irregularity of the actual rock conditions was so extreme that no reasonable density of field explorations could have ever accurately defined the encountered conditions. Also ceasing drilling in a large corestone believing it represents top of "competent" rock will lead to false geologic interpretation. Increasing the numbers of field explorations by a factor of 10 and concentrating them on the steep, densely wooded abutments may have increased the cost of the investigation program by a factor of 20 to 50 with only marginal benefit to an accurate definition of the weathering profile. It is fair to say that the only way to define accurately the final excavation surface, given its extreme variability, is to excavate the unwanted foundation material, i.e. to proceed with construction. Staged construction with separate foundation excavation contract is one way this can be accomplished to minimize the impact upon the prime construction contract.

A corollary lesson that can be derived from working in this type of foundation is that an Owner should be made aware of the potential for differing foundation conditions and needs to plan for and thus accept the consequences of these changes. The plans can include staged construction as mentioned or provisions in the contract documents for handling changes. This approach protects an Owner (without removing his liability for the subsurface conditions) because methods to handle unforeseen foundation conditions would be established by the Owner before the contract or contracts are awarded rather than during execution of the contracts.

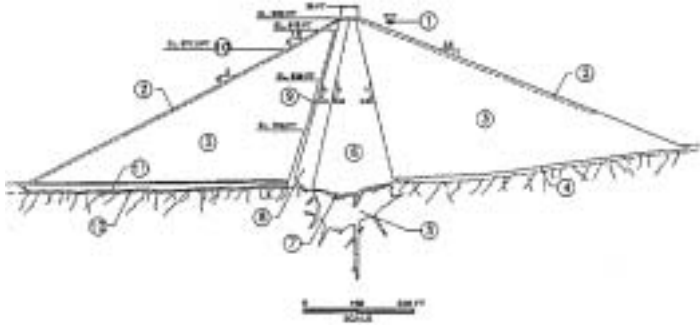


Fig. 6.7.  
Merrill dam: Cross section  
*Barrage Merrill : profil en travers*

- |                                                    |                                                                      |
|----------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------|
| 1) Design operating elevation 923 ft<br>(281.50 m) | 1) <i>Conception de l'élévation d'opération 923 pi<br/>(281,5 m)</i> |
| 2) Riprap                                          | 2) <i>Enrochement</i>                                                |
| 3) Shell                                           | 3) <i>Épaulement</i>                                                 |
| 4) Residual soils                                  | 4) <i>Sols résiduels</i>                                             |
| 5) Foundation grouting                             | 5) <i>Injection de fondation</i>                                     |
| 6) Core                                            | 6) <i>Noyau</i>                                                      |
| 7) Regularizing concrete                           | 7) <i>Béton de correction</i>                                        |
| 8) Transition                                      | 8) <i>Transition</i>                                                 |
| 9) Chimney drain                                   | 9) <i>Drain cheminée</i>                                             |
| 10) Change in slope                                | 10) <i>Changement de pente</i>                                       |
| 11) Drainage blanket                               | 11) <i>Tapis de drainage</i>                                         |
| 12) Top of rock                                    | 12) <i>Surface du roc</i>                                            |



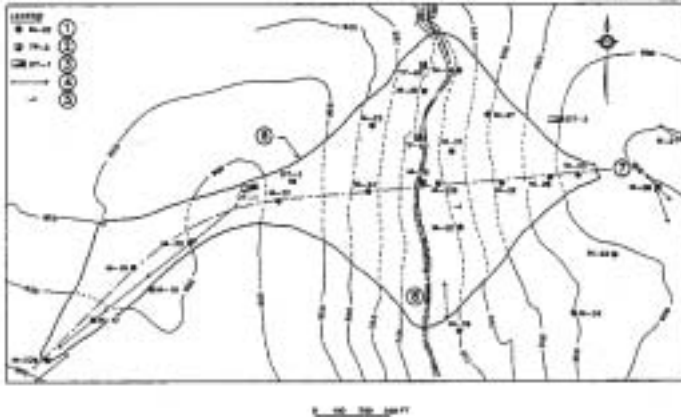


Fig. 6.8.  
Plan location of field investigations  
*Plan de localisation des investigations*

- |                                     |                                        |
|-------------------------------------|----------------------------------------|
| 1) Boring location and number       | 1) Localisation des forages et numéro  |
| 2) Test pit location and number     | 2) Localisation des puits et numéro    |
| 3) Dozer trench location and number | 3) Localisation des tranchés et numéro |
| 4) Seismic profile location         | 4) Localisation des levées sismiques   |
| 5) Spring                           | 5) Sources                             |
| 6) Dam footprint                    | 6) Embase du barrage                   |
| 7) Dam axis                         | 7) Axe du barrage                      |
| 8) River                            | 8) Rivière                             |



Fig. 6.9.  
Near vertical rock face at Station 12+50  
*Paroi de roc sub-verticale à la station 12+50*



Fig. 6.10.  
Rock pinnacle at right abutment  
*Pic de roc à l'appui droit*



Fig. 6.11.  
Final cleaning of shear zone in valley bottom  
*Nettoyage final d'une zone de cisaillement au fond de la vallée*

## **6.4. BARRAGE ATATÜRK : INJECTION DE LA FONDATION EN TERRAIN KARSTIQUE**

### **6.4.1. Caractéristiques du projet et de la fondation**

Le projet Atatürk constitue un cas instructif de traitement de fondation. Situé sur le cours inférieur de l'Euphrate en Turquie, le barrage a une hauteur de 179 m et un volume de  $84,5 \times 10^6 \text{ m}^3$ , ce qui en fait l'un des plus grands projets de stockage d'eau construits au cours des dernières années. Le barrage crée un réservoir de 180 km de long, d'un volume de  $48,7 \times 10^9 \text{ m}^3$  et d'une superficie de  $817 \text{ km}^2$  servant à la production d'énergie et à l'irrigation d'environ un million d'hectares de terres fertiles, mais sèches. La centrale possède une capacité installée de 2 400 MW permettant de produire 8 100 GWh/an.

La faible épaisseur des dépôts alluvionnaires au site du barrage a permis d'asseoir le noyau central en argile entièrement sur le roc. Les recharges sont constituées de gravier de rivière, de déblais calcaires et de basalte de carrière (Fig. 6.12).

Le roc de fondation est d'origine sédimentaire et l'âge des formations varie du Crétacé au Paléozoïque. Les formations géologiques sont les suivantes, en ordre descendant:

- Le calcaire "Plaketli" (stratifié et marneux) constitué de lits de quelques centimètres à 2 m d'épaisseur, ayant une résistance typiquement faible à moyenne. Le barrage repose en totalité sur cette formation. Cette dernière a également été rencontrée sur presque toute la longueur du réseau des galeries d'injection (15 km).
- Du calcaire bitumineux riche en chert, le chert se présentant en strates régulières ou sous la forme des lentilles irrégulières d'épaisseurs variant généralement entre 5 et 20 cm. Des lits bitumineux de couleur foncée ainsi que des masses irrégulières bitumineuses caractérisent également cette formation.
- Du calcaire dolomitique, plutôt massif et comprenant des interlits marneux ou même crayeux. Un horizon de chert d'une épaisseur de 15 m est rencontré à une profondeur de 70 - 100 m sous de la surface de contact avec le calcaire bitumineux riche en chert.

Des investigations de grande envergure ont été réalisées avant la mise en oeuvre du projet. Elles ont révélé la présence de phénomènes karstiques isolés et de faible étendue tandis que les essais d'injection n'ont indiqué que des absorptions modérées. Cependant, pour éviter tout danger d'érosion régressive et d'écoulements excessifs, des mesures d'imperméabilisation méthodiques et systématiques ont été considérées comme indispensables. À cause de la géologie du site, à savoir une épaisseur totale de calcaire dolomitique d'environ 600 m, il était impossible de raccorder le système d'étanchéité au niveau de la base de la formation karstique; une coupure partielle atteignant une profondeur de 180 m sous le talweg a été considérée adéquate. D'autre part, en tenant compte du fait que la coupure devait probablement se prolonger 2 km dans chaque appui, toute solution comprenant une

## 6.4. ATATÜRK DAM: FOUNDATION GROUTING IN KARST

### 6.4.1. Project and foundation characteristics

The Atatürk project represents an instructive case of foundation treatment. The dam, located on the lower Turkish course of the Euphrates river, with a height of 179 m and a volume of  $84.5 \times 10^6 \text{ m}^3$ , belongs to one of the largest water storage projects built in recent years. It creates a 180 km long,  $48.7 \times 10^9 \text{ m}^3$  reservoir with a surface area of 817 km<sup>2</sup> for energy production and irrigation of about one million ha of fertile but dry land. The powerhouse has an installed capacity of 2400 MW allowing production of 8100 GWh/year. A general layout of the scheme is depicted in Fig. 6.12.

The thin alluvial overburden permitted to place the central clay core of the dam entirely on rock. The shells consist of river gravel, limestone excavation material and quarried basalt. Figure 6.13 shows a typical cross section of the dam and its foundation.

The foundation rock is of sedimentary origin, dating from Cretaceous to Paleocene. From top to bottom, the following formations are encountered:

- "Plaketli" limestone (platy, marly limestone) with beds ranging in thickness from a few centimeters to about 2 m, typically with low to medium strength. The foundation of the dam lies entirely on this formation. It was also encountered over nearly the full length of the 15 km network of grouting galleries.
- Bituminous and cherty limestones, with chert either in regular beds or as irregular lenses with a thickness varying mainly between 5 and 20 cm. Dark bituminous marly beds or irregular bituminous masses are also characteristic of this unit.
- Dolomitic limestone, rather massive and including marly or even chalky intercalations. A 15 m thick cherty horizon is reached at 70 - 100 m below the contact with the bituminous and cherty limestone.

Comprehensive field investigations were performed before starting with project implementation. They revealed only isolated karstic features of small extent. Grouting tests also showed only moderate takes. Nevertheless, comprehensive and systematic watertightening measures were considered an indispensable precaution for avoiding any piping danger and as well excessive seepage losses. Due to the prevailing geological situation with a total thickness of the dolomitic limestone unit of about 600 m, it was impossible to connect the watertightening system to the base level of the karst and a hanging design, reaching 180 m below the talweg, was therefore considered appropriate. Taking furthermore into account that the system had to extend probably 2 km into each abutment, any cutoff or diaphragm alternative had to be ruled out and only a conventional main grout curtain

paroi moulée ou tranchée a dû être éliminée et seul un rideau d'injection conventionnel avec des trous de consolidation complémentaires réalisés systématiquement en éventail le long de la surface de contact noyau/roc pouvait être considéré réaliste et recommandable.

#### 6.4.2. Conception du rideau d'injection et des extensions

Le rideau d'injection principal a une longueur totale de 5,5 km et sa superficie développée atteint  $1,2 \times 10^6$  m<sup>2</sup>, ce qui en fait le plus grand rideau jamais exécuté, dépassant de loin les statistiques mondiales antérieures, comme indiqué au tableau 6.3. Une coupe géologique le long de l'axe du barrage est montrée à la Fig. 6.14 et l'arrangement des piézomètres de part et d'autre du rideau d'injection principal est illustré à la Fig. 6.15.

Quatre galeries d'injection ont été creusées le long de chacun des deux appuis incluant une galerie excavée à ciel ouvert et recouverte, située dans l'interface roc/noyau du barrage et une galerie de contrôle située à 20 m en dessous de la galerie précitée et à 20 m en aval du rideau d'injection principal (Fig. 6.13).

Le rideau original consistait en deux lignes d'injection espacées de 1,5 m, les trous étant espacés de 3 m. Le tableau 6.4 montre la séquence des travaux. La ligne aval a du être exécutée en premier afin de tenter d'intercepter l'écoulement d'eau souterrain dont le débit était évalué à environ 1 m<sup>3</sup>/sec durant l'excavation des galeries de dérivation et de la fondation du barrage.

Tableau 6.3.  
*Les plus grands rideaux dans le monde*

Projet	Pays	Superficie du rideau d'injection principal (m <sup>2</sup> )
Atatürk	Turquie	1 200 000
Khao Laem	Thaïlande	580 000
Linth-Limmern	Suisse	546 000
El Cajon	Honduras	485 000
Manantali	Sénégal / Mali	300 000
Pueblo Viejo	Espagne	285 000
Oymapinar	Turquie	208 000
Wujiangdu	Chine	186 000
Canelles	Espagne	150 000

complemented by systematic consolidation fans along the core/rock contact area could be considered realistic and advisable.

#### 6.4.2. Grout curtain design and required extensions

The main grout curtain has a total length of 5.5 km and its developed surface reaches  $1.2 \times 10^6 \text{ m}^2$ , which makes it the largest ever implemented curtain, far above the previous world records, as can be seen from Table 6.3. A geological section along the dam axis is shown in Fig. 6.14 and the arrangement of piezometers on both sides of the main grout curtain is illustrated in Fig. 6.15.

Four grouting galleries were driven along each abutment including a cut-and-cover gallery in the interface rock/dam core and a control gallery located 20 m below the cut-and-cover gallery and 20 m downstream of the main grout curtain (Fig. 6.13).

The curtain was originally designed with 2 rows spaced at 1.5 m, with a final spacing of the holes of both the upstream and downstream rows of normally 3 m. The corresponding sequence of work is shown in Table 6.4. First the downstream row had to be executed in order to attempt intercepting the existing groundwater flow which during the excavation of the diversion tunnels and of the dam foundation was assumed to amount to around  $1 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Table 6.3.  
World's largest main grout curtains

Project	Country	Surface area of main grout curtain (m <sup>2</sup> )
Atatürk	Turkey	1 200 000
Khao Laem	Thailand	580 000
Linth-Limmern	Switzerland	546 000
El Cajon	Honduras	485 000
Manantali	Sénégal/Mali	300 000
Pueblo Viejo	Spain	285 000
Oymapinar	Turkey	208 000
Wujiangdu	China	186 000
Canelles	Spain	150 000

Tableau 6.4.  
Séquence des travaux pour le rideau d'injection principal

Phase	Rangée	Nom	Distance entre les trous (m)
1	Aval	Forages primaires d'exploration	36
2	Aval	Trous secondaires	12
3	Aval	Trous tertiaires	6
4	Aval	Trous quaternaires	3
5	Amont	Trous de 5 <sup>e</sup> phase	12
6	Amont	Trous de 6 <sup>e</sup> phase	6
7	Amont	Trous de 7 <sup>e</sup> phase	3

Lors du creusement des galeries d'injection, il est rapidement apparu que la situation réelle ne correspondait pas à celle élaborée à partir des résultats des investigations. La présence systématique et pénétrante de phénomènes karstiques a été constatée spécialement le long des failles, le système s'étendant tout le long du rideau principal d'injection sans aucun signe d'amélioration en s'éloignant de l'axe de la vallée. La présence de sources et d'écoulements d'eau souterrains a également rendu la réalisation des travaux d'étanchéité très difficiles.

Cette situation a nécessité plusieurs ajustements à la conception originale, notamment la réalisation d'une ligne d'injection centrale (en fait plusieurs étapes de lignes centrales) entre les rangées aval et amont. La profondeur du rideau a aussi été augmentée et atteint jusqu'à 300 m en un endroit sous l'interface roc/noyau du barrage. Des espacements de trous inférieurs à 3 m ont fréquemment été nécessaires, et ce, non seulement pour la rangée centrale.

Jusqu'à 42 foreuses ont été en fonction simultanément, permettant une production mensuelle de 50 000 m, tandis que la consommation mensuelle de ciment pour l'injection a atteint 11 000 t, probablement deux autres records mondiaux.

Des grands vides caractérisés par de très grandes absorptions de coulis alternaient avec des zones de calcaire marneux dans lesquelles les absorptions étaient minimales. La pression d'injection était de 3 bars près du niveau de la fondation et a atteint les 40 bars en profondeur. Des mélanges conventionnels d'eau et de ciment avec l'addition de soit 2 % de bentonite, soit d'un agent plastifiant, ont été utilisés. Malheureusement, il n'a pas été possible d'imposer à l'entrepreneur l'utilisation systématique de mélanges plus appropriés comportant l'addition d'argile silteuse, d'agents de remplissage ou de sable de rivière.

Les mélanges de coulis conventionnels étaient souvent trop grossiers pour injecter efficacement les plans de litage serrés et les zones non karstiques; de plus ils n'étaient pas appropriés pour remplir les cavités et les canaux de dissolution. En outre, les délais encourus par l'entrepreneur pour réaliser ces travaux l'obligèrent à effectuer une grande partie des injections après le début du remplissage du



Table 6.4.  
Working sequence for the main grout curtain

Phase	Row	Name	Hole spacing (m)
1	D/S	Primary exploratory boreholes	36
2	D/S	Secondary holes	12
3	D/S	Tertiary holes	6
4	D/S	Quaternary holes	3
5	U/S	5 <sup>th</sup> phase holes	12
6	U/S	6 <sup>th</sup> phase holes	6
7	U/S	7 <sup>th</sup> phase holes	3

D/S=Downstream, U/S=Upstream

During the driving of the grouting galleries, it soon became evident that the actual situation was not corresponding to the expectations derived from the field investigation results. A systematic and pervasive karstification was encountered, especially along the faults, the system extending all along the main grout curtain range without any sign of improvement when getting away from the valley axis. Springs and groundwater flow were also observed which made the execution of the watertightening works even more difficult.

This situation required several adjustments to the original design of the grout curtain, especially the implementation of a central row between the downstream and the upstream rows (actually numerous central row stages). The curtain depth also had to be extended and reached even 300 m below the interface rock/dam core at one place. Shorter spacing than 3 m between the holes was frequently required, not only for the central row.

Up to 42 drill rigs were working simultaneously. They achieved a monthly production of 50 000 m, while the maximum monthly cement consumption for grouting amounted to 11 000 tons, probably two more world records.

Large open voids with very high grout takes alternated with marly limestone areas having almost negligible penetration. The grouting pressures amounted to 3 bars near the foundation level and reached up to 40 bars at depth. Mostly, standard water/cement conventional mixes with addition of either 2 % bentonite or of a plastifying agent were used. Unfortunately, it was not possible to impose on the Contractor the systematic use of more appropriate mixes with addition of silty clay, filler or river sand.

While conventional grout mixes were often too coarse to grout efficiently the tight bedding planes and the unkarstified parts, they were also not appropriate for filling the cavities and solution channels. Furthermore, the delays incurred by the Contractor for these works obliged to perform a large part of the grouting after start of reservoir impounding, i.e. when the original groundwater flow was being modified

réservoir, soit quand les débits d'eaux souterraines se sont accrus substantiellement. Il y a lieu de croire qu'une partie importante du matériau injecté durant cette période a été lessivée et que l'étanchéité prévue n'a pas pu être réalisée.

Le fait d'avoir amorcé le remplissage du réservoir avant le parachèvement de la partie inférieure du rideau principal d'injection a causé des infiltrations excessives dans les galeries d'injection inférieures dont le revêtement de béton n'était pas encore terminé. Dans le but d'atténuer le développement de pressions de soulèvement excessives, surtout au voisinage des structures adjacentes (déversoir, coursier, chute et bassin d'amortissement sur la rive gauche, conduite d'aménée, conduites forcées et la centrale sur la rive droite), il a été décidé de creuser un réseau de galeries de drainage sur les deux rives en aval du rideau principal d'injection. Ce réseau illustré à la Fig. 6.12, atteint une longueur de 1,1 km sur la rive gauche et 2,5 km sur la rive droite.

Les injections et la mise en eau du réservoir ont continué pendant la construction du réseau de galeries de drainage. L'envergure des travaux d'injection est résumée au tableau 6.5.

Tableau 6.5.  
*Résumé des principaux travaux d'injection*

Phase d'injection	Emplacement	Longueur de forage (m)	Superficie injectée (m <sup>2</sup> )	Absorption de ciment		
				(t)	(kg/m)	(kg/m <sup>2</sup> )
1	Rive gauche	495 485	517 305	54 855	110.7	106.0
	Talweg	238 882	211 988	10 696	44.8	50.5
	Rive droite	380 043	455 500	34 355	90.4	75.4
	Total	1 114 410	1 184 793	99 906	89.6	84.3
2	Rive gauche	548 575	517 305	63 009	114.9	121.8
	Talweg	280 483	211 988	11 804	42.1	55.7
	Rive droite	421 583	455 500	38 134	90.5	83.7
	Total	1 250 641	1 184 793	112 947	90.3	95.3
3	Rive gauche	46 326	86 570	3104	67.0	35.9
	Talweg	93 700	239 654	3275	35.0	13.7
	Rive droite	47 973	88 669	1727	36.0	19.5
	Total	187 999	414 893	8106	43.1	19.5

Phase d'injection:

1. Rideau principal d'injection (Aval, amont et rangée centrale)
2. Rideau principal d'injection (Aval, amont et rangée centrale incluant trous de vérification, trous entrecroisés, trous de renforcement, trous d'exploration en profondeur et trous de traitement de faille ainsi que les injections de karst spécifiques)
3. Injection de contact et de consolidation en dessous du noyau d'argile.

increasingly. It is likely that an important part of material grouted during this period was washed out and that the expected watertightening result could not be achieved.

The start of reservoir impounding before completion of the lower parts of the main grout curtain resulted in extensive seepage flows into the lower grouting galleries, the concrete lining being not yet completed. In order to mitigate the built-up of excessive uplift conditions, especially in the vicinity of the appurtenant structures (spillway weir, chute and stilling basin on the left bank, power intake, penstocks and power house on the right bank), it was decided to drive a network of drainage galleries on both banks downstream of the main grout curtain. This network is represented in Fig. 6.12. It reaches a length of 1.1 km on the left bank and of 2.5 km on the right bank.

During the implementation of this network, grouting activities as well as reservoir impounding were continued. The total amount of grouting work performed is summarized in Table 6.5.

Table 6.5.  
Summary of main grouting works

Grouting phase	Location	Drilling length (m)	Grouted surface (m <sup>2</sup> )	Cement takes		
				(t)	(kg/m)	(kg/m <sup>2</sup> )
1	Left bank	495 485	517 305	54 855	110.7	106.0
	Talweg	238 882	211 988	10 696	44.8	50.5
	Right bank	380 043	455 500	34 355	90.4	75.4
	Total	1 114 410	1 184 793	99 906	89.6	84.3
2	Left bank	548 575	517 305	63 009	114.9	121.8
	Talweg	280 483	211 988	11 804	42.1	55.7
	Right bank	421 583	455 500	38 134	90.5	83.7
	Total	1 250 641	1 184 793	112 947	90.3	95.3
3	Left bank	46 326	86 570	3104	67.0	35.9
	Talweg	93 700	239 654	3275	35.0	13.7
	Right bank	47 973	88 669	1727	36.0	19.5
	Total	187 999	414 893	8106	43.1	19.5

Grouting phases:

1. Main grout curtain (D/S, U/S and central rows)
2. Main grout curtain (D/S, U/S and central row including check holes, criss-crossing holes, reinforcement holes, deep exploratory holes and fault treatment holes as well as specific karst grouting)
3. Contact and consolidation grouting below the clay core.

### 6.4.3. Leçons tirées

Les principales conclusions sont les suivantes:

- Les zones karstiques les plus développées ont été rencontrées au-delà des limites explorées au moyen des nombreuses galeries et forages exécutés lors de l'étape de conception. Ils étaient pour la plupart situés en dessous de ces galeries. Les galeries d'exploration associées à des projets d'envergure situés en terrains karstiques ne devraient donc pas être limitées à la longueur habituelle de 50-100 m. De plus, en dépit des difficultés et des coûts inhérents aux travaux d'assèchement, des inspections visuelles plus nombreuses de la qualité du roc en dessous du niveau des eaux souterraines devraient être tentées, au moins dans les formations karstiques, parce que les forages seuls, même en grand nombre, ne peuvent fournir qu'une évaluation fragmentaire des conditions de fondation réelles, et ce, même s'ils font l'objet d'une interprétation très soignée par des géologues d'expérience, ce qui, en passant, est rarement le cas. À partir de faibles indices décelés dans une galerie on peut déduire qu'il existe de grandes cavernes qu'il est ensuite possible d'identifier en suivant les ramifications; atteindre les mêmes buts au moyen de forages n'est que spéculation. Cependant, l'utilité des forages ne devrait pas être sous-estimée; on doit se rappeler que le creusement de galeries à de grandes profondeurs et sous de grandes pressions d'eau lors des travaux d'exploration devient rapidement problématique.
- Les absorptions moyennes de coulis enregistrées sont relativement modérées et illustrent le type de karst rencontré, à savoir un réseau similaire aux racines d'un arbre s'étalant dans toutes les directions mais généralement de petites dimensions. Les grandes cavernes atteignant 4 000 m<sup>3</sup> constituent des exceptions.
- Les résultats des absorptions de coulis étaient difficiles à interpréter, parce que très souvent, après une tendance décroissante des absorptions durant l'exécution des sept étapes subséquentes d'injection, on enregistrait des absorptions exceptionnellement élevées et soudaines dans la même zone. Ceci reflète le fait que, à moins que les canaux karstiques soient intersectés, la propagation du coulis dans ce type de roc est très limitée en trois dimensions et en quantité.
- Les mélanges de coulis doivent absolument être ajustés aux conditions prédominantes et l'entrepreneur doit fournir des usines modernes qui permettent d'ajuster instantanément le mélange aux conditions rencontrées. Le temps des mélanges conventionnels est définitivement révolu et de nos jours, l'utilisation d'une gamme de mélanges adaptés à toutes les conditions rencontrées est de mise. Ceci implique l'utilisation systématique d'adjuvants plastifiants, de ciments spéciaux, de matériaux de bourrage, d'argile, de sable et autres ce qui nécessite donc une grande flexibilité de l'usine de fabrication de coulis et du matériel d'injection; de plus il faut avoir recours à du personnel expérimenté afin que les décisions adéquates soient prises rapidement, sur le chantier.

### 6.4.3. Lessons learned

The following main conclusions can be drawn from the above:

- The most developed karstic features were encountered beyond the reaches that had been investigated by numerous exploratory adits and drillholes during the design stage. They were also mostly located below the level of these adits. Exploration adits for large projects in karstic areas should, therefore, not be limited to the usual length of 50 - 100 m. Furthermore, in spite of the difficulties and costs resulting from dewatering, more visual inspection of the rock quality below groundwater level should be attempted, at least in karstic formations, because drillholes alone, even in large quantities, can only give a fragmentary overview of the actually prevailing foundation conditions, even if carefully interpreted by experienced geologists which, by the way, is rarely the case. Large caves can be inferred from tiny traces in an adit and afterwards identified by following the relevant ramifications, but achieving the same results with drillholes is a speculation. However, the usefulness of drillholes should not be underestimated and it must be kept in mind that driving adits at great depths and under high groundwater pressures during the field investigation stage becomes soon unrealistic.
- The recorded average grout takes were rather moderate and illustrate the type of karstification encountered, namely an extended network of channels like the roots of a tree spreading in all directions but with generally small cross sections. Big caves up to 4000 m<sup>3</sup> were the exception.
- It was difficult to interpret grout take results because very often, after a decreasing tendency of the takes during the execution of the seven subsequent grouting stages, suddenly exceptionally large takes were recorded again in the same area. This reflects the fact that unless the karstic channels are physically intersected by the grout hole, spreading of grout in this kind of rock is very limited both in space and in quantity.
- Grout mixes must absolutely be adjusted to the prevailing conditions and the Contractor must provide up-to-date plants that easily allow to instantaneously adjust to the conditions encountered. The times of conventional grout mixes are definitely over and use must be made today of a range of grout mixes which really match the whole spectrum of possibly occurring conditions. This involves the systematic use of plastifying additives, special cements, fillers, clay, sand and, therefore, a great flexibility of the grouting plants and equipment, as well as experienced staff, such that appropriate decisions can be taken rapidly and on the spot.

- Les travaux doivent être planifiés de telle façon que toutes les zones situées sous la nappe phréatique soient traitées avant le remplissage du réservoir et que l'exécution des travaux d'injection soit toujours en avance sur la montée du niveau de la nappe souterraine. La mise en oeuvre en temps opportun d'un système d'étanchéité plus efficace aurait constitué une approche plus économique.
- Les galeries d'injection souterraines doivent être préférées aux galeries excavées à ciel ouvert et recouvertes. Elles peuvent être creusées sans qu'il y ait interférence avec la poursuite des autres travaux et ceci permet un démarrage plus hâtif des forages et des injections du rideau principal. En outre, dans le cas d'un barrage ayant un noyau d'argile large, la solution à ciel ouvert et recouverte n'occupe pas un emplacement optimal pour la réalisation des injections de consolidation et de contact au niveau de la fondation. De plus les ferrailages souvent utilisés constituent un obstacle aux travaux de forage.
- Le réseau de drainage a été efficace puisqu'il a permis de diminuer les pressions de soulèvement sur les fondations des structures situées en aval de l'axe du rideau principal d'injection.
- Le réseau de drainage étendu ainsi que la grande quantité de piézomètres permettent de surveiller les infiltrations et les pressions de soulèvement dans la fondation du barrage en général et aussi à l'interface avec le corps du barrage.
- La surveillance systématique (des débits et des pressions ainsi que d'autres vérifications: température, conductivité électrique, analyses chimiques), qui est effectuée sur une base périodique confirme que la réaction est en fonction du niveau du réservoir.
- La vérification continue des résultats des mesures permet la détection de tout changement substantiel qui indiquerait soit un lessivage soudain dans un secteur du rideau principal d'injection ou l'apparition de pressions de soulèvement critiques. Ceci requiert toutefois une surveillance permanente par le personnel d'exploitation de la centrale et une interprétation immédiate des résultats par une équipe très qualifiée.
- Il y a presque autant de types de karst que de sites de barrage karstiques et des investissements plus importants en argent et en temps doivent être anticipés pour les fondations en terrains karstiques par comparaison avec les fondations de roc «normal».

Le réservoir est principalement exploité en fonction des contraintes de production d'énergie mais aussi, depuis l'été 1995, en fonction des besoins d'irrigation; le réservoir a atteint un niveau de 7 m en dessous du niveau normal d'exploitation et ce niveau a été maintenu presque constant pendant plusieurs mois. Les pertes totales par infiltration ont atteint une valeur maximale d'environ 12 m<sup>3</sup>/s pendant cette période.

- The work program must be scheduled in such a way that all areas to be treated below the groundwater level can be completed prior to the start of reservoir impounding and that the execution of the grouting works is always ahead of the rising groundwater table. It would have been safer and more economical to implement in time a more efficient watertightening system.
- Underground grouting galleries should be preferred to cut-and-cover galleries. They can be implemented without interfering with the execution of the other works and allow an earlier start of drilling and grouting for the main grout curtain. Furthermore, the cut-and-cover solution for a dam body with a wide clay core is not optimally located for the performance of the consolidation/contact grouting at the foundation interface. In addition, its frequently used heavy reinforcement obstructs execution of the drilling works.
- The implemented drainage network proved to be effective in that it succeeded to decrease uplift pressures on foundations of structures located downstream of the main grout curtain axis.
- This wide-ranging drainage system is complemented by a vast network of piezometers enabling to monitor the seepage and uplift situation within the dam foundation in general and as well at the interface with the dam body.
- Systematic monitoring (discharge and pressure measurements as well as all other checks: temperature, electric conductivity, chemical analysis), which is performed periodically, demonstrates a response mainly governed by the reservoir level.
- Continuous checks of the measurement results permit detection of any substantial change that would indicate either an intensified washing out in a part of the main grout curtain or a critical uplift development. This requires, however, a permanent surveillance by the operation personnel of the plant and an immediate interpretation of the results by a highly qualified team.
- There are almost as many types of karstification as there are karstic dam sites and more financial and time contingencies must be foreseen for foundations in karstic formations than for "normal" rock foundations.

Mainly ruled by energy production constraints and, since the summer of 1995, by irrigation releases as well, the reservoir reached 7 m below the normal storage level and this level has been maintained almost constant for several months. The total seepage loss culminated during this period at around 12 m<sup>3</sup>/s.

La mise en graphique de toutes les mesures de pertes par infiltration réalisée régulièrement depuis le début du remplissage du réservoir indique que les pertes totales sont fonction de la charge hydrostatique à la puissance trois et devrait atteindre environ  $14 \text{ m}^3/\text{s}$  au niveau d'exploitation normal. Ceci n'est pas si critique du point de vue économique pour une rivière qui a un débit moyen de  $850 \text{ m}^3/\text{s}$ , mais ce n'est pas satisfaisant techniquement parlant parce que les canaux karstiques actuellement rendus étanches par de l'argile ou du coulis risquent d'être graduellement lessivés. En outre, on ne peut écarter la possibilité que des fuites inacceptables se développent avec le temps. Finalement, de grandes pressions de soulèvement existent dans plusieurs secteurs et requièrent des injections supplémentaires ou des travaux de drainage ou même les deux.

La construction du projet a été terminée au cours de l'été 1994 et la centrale est en pleine exploitation depuis ce temps. Cependant, on doit envisager que des travaux complémentaires d'injection et de drainage seront requis pendant toute la vie utile du projet. Leur exécution sera plus difficile, de plus longue durée et plus onéreuse que ce qui aurait été requis si le système d'étanchéité avait été construit de façon satisfaisante avant la mise en eau du réservoir.

Les conditions géologiques particulières de ce site ont encore démontré le rôle capital d'une évaluation géologique précise et détaillée, faisant appel à tous les moyens disponibles, dans le but d'éviter des problèmes onéreux pendant la construction et l'exploitation du projet. Dans le cas de structures de dimensions inhabituelles, comme le barrage Atatürk, aucune économie au niveau des investigations de terrain ne devrait être envisagée, car aucune analyse mathématique ne peut remplacer la connaissance précise des conditions géologiques.



The plotting of all seepage discharge measurements regularly performed since the beginning of reservoir impounding shows that the total losses are a third power function of the reservoir level and should reach about  $14\text{m}^3/\text{s}$  at normal storage. This is economically not so critical for a river with an average discharge of  $850\text{ m}^3/\text{s}$  but it is technically not satisfactory because watertight karstic channels that are presently filled either with clay or grout risk to be washed out gradually. Furthermore, it cannot be excluded that unacceptable losses develop with time. Finally, a high uplift situation prevails at several locations and requires further additional grouting or drainage, or even both.

Construction of the project facilities have practically been completed in summer 1994 and the powerplant is in full operation since that time. It must be contemplated, however, that complementary grouting and drainage works will be required during the entire time of operation of the project. Its execution will be much more difficult, time consuming and expensive than what would have been required if the implementation of the watertightening system had been performed properly prior to the start of reservoir impounding.

The particular geological conditions of this site have demonstrated again the capital role played by a detailed and accurate geological assessment, with all means available, in order to avoid expensive problems during construction and operation of a dam project. For structures of unusual proportions, such as the Atatürk dam, no savings in field investigations should be attempted because the accurate knowledge of the geological conditions cannot be replaced by any computational analysis.

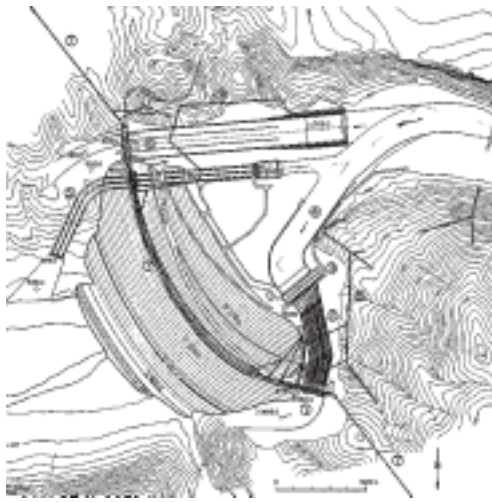


Fig. 6.12.

Atatürk dam: General layout of works

*Barrage de Atatürk : Disposition générale des ouvrages*

- |                                     |                                           |
|-------------------------------------|-------------------------------------------|
| 1) Intake structure                 | 1) Ouvrage de prise d'eau                 |
| 2) Penstocks                        | 2) Conduites forcées                      |
| 3) Powerhouse                       | 3) Centrale                               |
| 4) Tailrace channel                 | 4) Canal de fuite                         |
| 5) Diversion tunnels-bottom outlets | 5) Tunnels de dérivation-vidanges de fond |
| 6) Spillway                         | 6) Évacuateur de crue                     |
| 7) Grouting galleries               | 7) Galeries d'injection                   |
| 8) Drainage galleries               | 8) Galeries de drainage                   |
| 9) Access road                      | 9) Route d'accès                          |

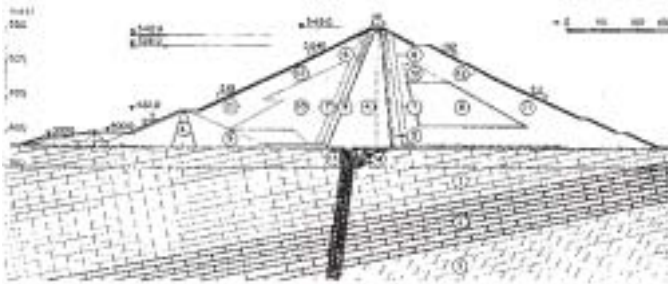


Fig. 6.13.

Typical cross section of dam and foundation

*Coupe type du barrage en remblai et de la fondation*

- |                                          |                                              |
|------------------------------------------|----------------------------------------------|
| 1) Platy marly limestone                 | 1) Calcaire marneux en plaquettes            |
| 2) Cherty and bituminous limestone       | 2) Calcaire siliceux et bitumineux           |
| 3) Dolomitic limestone                   | 3) Calcaire dolomitique                      |
| 4) Clay core                             | 4) Noyau d'argile                            |
| 5) Fine filter                           | 5) Filtre fin                                |
| 6) Coarse filter                         | 6) Filtre grossier                           |
| 7) Fine basalt                           | 7) Basalte fin                               |
| 8) Random material                       | 8) Tout-venant                               |
| 9) River alluvium                        | 9) Alluvions de rivière                      |
| 10) Rockfill (slightly weathered basalt) | 10) Enrochement (basalte légèrement altéré)  |
| 11) Rockfill (sound basalt)              | 11) Enrochement (basalte sain)               |
| 12) Riprap                               | 12) Riprap                                   |
| 13) Cut and cover/grouting galleries     | 13) Galeries d'injection en coupe et couvert |
| 14) Control gallery                      | 14) Galerie de contrôle                      |

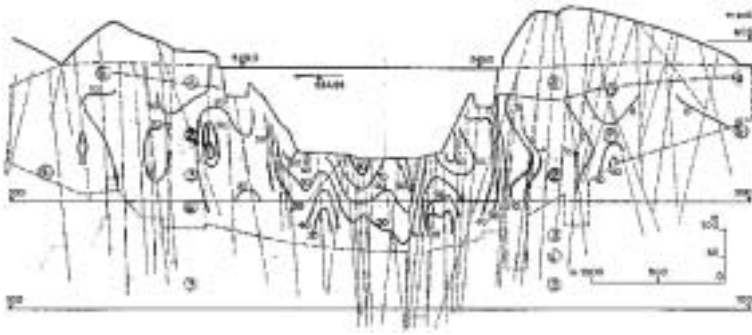


Fig. 6.14.

Longitudinal geological section along main grout curtain  
*Coupe géologique longitudinale le long du voile d'étanchéité principal*

- |                                                                  |                                                                                 |
|------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------|
| 1) Platy marly limestone                                         | 1) Calcaire marneux en plaquettes                                               |
| 2) Cherty and bituminous limestone                               | 2) Calcaire siliceux et bitumineux                                              |
| 3) Dolomitic limestone                                           | 3) Calcaire dolomitique                                                         |
| 4) Chert                                                         | 4) Silex                                                                        |
| 5) Boundary of main grout curtain                                | 5) Limite du voile d'étanchéité principal                                       |
| 6) Water table                                                   | 6) Nappe phréatique                                                             |
| 7) Differential hydraulic head across the main grout curtain (%) | 7) Perte de charge différentielle à travers le voile d'étanchéité principal (%) |

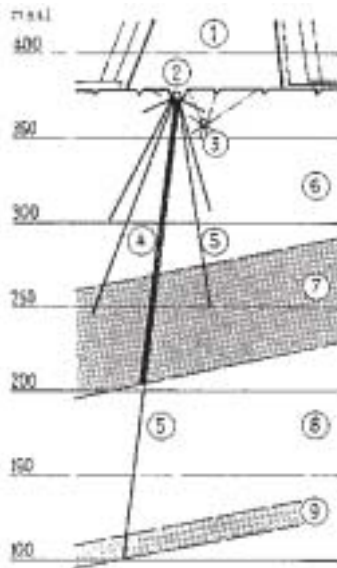


Fig. 6.15.

Typical arrangement of the main grout curtain and of the curtain piezometers in the valley floor  
*Disposition du voile d'étanchéité principal et des piézomètres du voile dans le talweg*

- |                                     |                                             |
|-------------------------------------|---------------------------------------------|
| 1) Clay core                        | 1) Noyau d'argile                           |
| 2) Cut and cover/grouting galleries | 2) Galeries d'injection en coupe et couvert |
| 3) Control gallery                  | 3) Galerie de contrôle                      |
| 4) Main grout curtain               | 4) Voile d'étanchéité principal             |
| 5) Piezometers                      | 5) Piézomètres                              |
| 6) Platy marly limestone            | 6) Calcaire marneux en plaquettes           |
| 7) Cherty and bituminous limestone  | 7) Calcaire siliceux et bitumineux          |
| 8) Dolomitic limestone              | 8) Calcaire dolomitique                     |
| 9) Chert                            | 9) Silex                                    |

## **6.5. BARRAGE GUAVIO : TRAITEMENT DE LA FONDATION KARSTIQUE D'UN HAUT BARRAGE DANS UNE VALLÉE ENCAVÉE**

### **6.5.1. Introduction**

Le complexe hydroélectrique Guavio se trouve à 125 km au nord-est de la ville de Bogota en Colombie. Le barrage est en enrochement avec un noyau incliné vers l'amont, en argile silteuse. C'est un barrage de 247 m de hauteur avec un rapport largeur sur hauteur de 1,58. Le barrage a été construit entre 1983 et 1989 ; c'est en 1992 que le réservoir était rempli pour la première fois. Une description de la conception et de la construction a été présentée par Marulanda & Amaya (1989).

La Fig. 6.16 montre une vue en plan du barrage, les ouvrages connexes et le réseau important de galeries, de puits et de tunnels. La Fig. 6.17 montre des coupes parallèles et perpendiculaires à l'axe du barrage, illustrant les formations stratigraphiques et structures géologiques de la fondation du barrage.

La fondation du barrage est constituée principalement de roche sédimentaire d'âge paléozoïque (Pz) à l'exception du côté supérieur de l'appui gauche qui est composée de roche du crétacée (K). Le roc paléozoïque peut se décrire comme une série interstratifiée de calcaire, de quartzite et d'argilite. Les caractéristiques géologiques problématiques (d'intérêts géologiques) identifiées incluent les joints principaux et ceux de relâchement ouvert de direction presque parallèle à l'axe de la rivière, et le contact non conforme altéré entre le roc paléozoïque et le roc crétacée. Cependant, la caractéristique géologique la plus dérangement de la fondation était l'importante karstification rencontrée dans presque toutes les couches de calcaire, en particulier l'unité-Pzf. Cette situation expliquait aussi l'absence de nappe d'eau dans la partie supérieure des appuis.

La fondation a été améliorée avec succès grâce à un rideau d'injection profond et à l'excavation de galeries le long de la strate de calcaire karstifié et altéré dans le plan du rideau d'injection en profondeur. De cette façon les matériaux érodables ont pu être délogés et les vides remplis de béton. Après six ans d'exploitation le comportement de la fondation est très satisfaisant.

### **6.5.2. Critères de base de conception**

Les strates paléozoïques traversent le lit de la rivière en diagonale, plongeant de 45° vers l'amont tel que montré dans la Fig. 6.18. Cette orientation des strates contribuait à un relâchement majeur de la tension et à la formation de joints ouverts dans la masse de roc dans l'appui gauche. Les effets de l'altération et le phénomène karstique sont donc plus prononcés dans cet appui, particulièrement dans la partie supérieure. La karstification s'est développée principalement le long des plans de litage du calcaire et le long des joints principaux verticaux, et aussi fréquemment à leur intersection.

## **6.5. GUAVIO DAM: TREATMENT OF KARSTIC FOUNDATION OF A HIGH DAM IN A NARROW CANYON**

### **6.5.1. Introduction**

The Guavio hydroelectric scheme is located 125 km northeast of the city of Bogota, Colombia. The dam consists of a rockfill embankment with an upstream sloping core of silty clay. It is 247 m high and has a width to height ratio of 1.58. The dam was built between 1983 and 1989; the reservoir was full for the first time in 1992. A description on the design and construction was presented by Marulanda & Amaya (1989).

Figure 6.16 shows a plan view of the dam, appurtenant structures, and the extensive network of galleries, shafts and tunnels. Figure 6.17 displays two sections parallel and perpendicular respectively to the dam axis, illustrating stratigraphy and geological structures of the dam foundation.

The dam foundation consists mainly of sedimentary rocks of Paleozoic age (Pz) with the exception of the upper part of the left abutment which is composed of Cretaceous rock (K). The Paleozoic rock can be described as a series of interbedded strata of limestone, quartzite and argillite. Problematic geological features (geologic concerns) identified included master joints and open relief cracks trending almost parallel to the river, and the weathered unconform contact between the Paleozoic and the Cretaceous rock. The most disturbing geological feature in the foundation, however, was the extensive karstification encountered in almost all the limestone strata, particularly the Pzf-unit. This situation also explained the absence of a water table in the upper part of the abutments.

The foundation was successfully improved by means of a deep grout curtain and the excavation of galleries along the weathered and karstified limestone strata in the plane of the deep grout curtain. In this way erodible materials could be removed and the voids backfilled with concrete. After six years of operation the performance of the foundation is entirely satisfactory.

### **6.5.2. Basic design criteria**

The Paleozoic strata cross the river bed diagonally, dipping 45° towards upstream, as shown in Fig. 6.18. This orientation of the strata was conducive to a major stress relief and to the formation of open joints in the rock mass on the left abutment. Weathering effects and karstic phenomena are therefore more pronounced on this abutment, particularly in the upper part. Karstification developed mainly along bedding planes of the limestone and along vertical master joints, frequently also at their intersection.

Durant l'étape de conception, les galeries d'exploration étaient excavées et des forages, avec essais à l'eau sous pression, étaient effectués pour examiner les conditions du roc en profondeur. Des puits ouverts ont été excavés pour examiner le roc en surface et près de la surface. Le tableau 6.6 énumère les coûts des explorations au moment des soumissions (1979).

Une bonne connaissance générale des conditions de la fondation a donc été obtenue durant cette phase, ce qui a permis de spécifier les critères de base du traitement de la fondation. Cependant, ces traitements ont dû, plus tard, être ajustés aux conditions actuelles rencontrées lorsque les travaux souterrains avançaient.

Tableau 6.6.  
*Investigation géotechnique durant l'étape de conception (1979) – Résumé*

<b>Description</b>	<b>Quantité (#)</b>	<b>Quantité totale</b>	<b>Coût unitaire</b>	<b>Coût (\$ US) (Oct. 1980)</b>
FORAGES	41	4677.6 m		
TOTAL	41	4677.6 m	US\$ 182/m	851 323.20
GALERIES				
Appui gauche	1	48 m		
Appui droit	1	65 m		
TOTAL	2	113 m	US\$ 1286/m	145 318.00
TRANCHÉES				
Appui gauche	6	267 m <sup>3</sup>		
Appui droit	3	100 m <sup>3</sup>		
TOTAL	9	367 m <sup>3</sup>	US\$ 31/m <sup>3</sup>	11 377.00
FOSSÉS				
Appui gauche	1	6 m <sup>3</sup>		
Appui droit	2	13 m <sup>3</sup>		
TOTAL	3	19 m <sup>3</sup>	US\$ 31/m <sup>3</sup>	589.00
ESSAIS DE PERMÉABILITÉ		1418 h		
TOTAL		1418 h	US\$ 52/h	73 736.00
<b>TOTAL</b>				1 082 343.20

During the design stage, exploration galleries were excavated and boreholes, with water pressure tests, drilled to investigate the conditions of the deep rock. Open pits were excavated to examine the rock at and near the surface. Table 6.6 lists the costs of the explorations at the time of bidding (1979).

A good general knowledge of the foundation conditions was thus obtained during this phase which allowed to specify the basic criteria for treatment of the foundation. Later, however, these treatments had to be adjusted to the actual conditions encountered when underground work was in progress.

Table 6.6.  
Geotechnical investigations during design stage (1979) : Summary

<b>Description</b>	<b>Quantity (#)</b>	<b>Quantity Total</b>	<b>Unit cost</b>	<b>Cost (US\$) (Oct. 1980)</b>
BORINGS	41	4677.6 m		
TOTAL	41	4677.6 m	US\$ 182/m	851 323.20
GALLERIES				
Left abutment	1	48 m		
Right abutment	1	65 m		
TOTAL	2	113 m	US\$ 1286/m	145 318.00
TRENCHES				
Left abutment	6	267 m <sup>3</sup>		
Right abutment	3	100 m <sup>3</sup>		
TOTAL	9	367 m <sup>3</sup>	US\$ 31/m <sup>3</sup>	11 377.00
OPEN PITS				
Left abutment	1	6 m <sup>3</sup>		
Right abutment	2	13 m <sup>3</sup>		
TOTAL	3	19 m <sup>3</sup>	US\$ 31/m <sup>3</sup>	589.00
PERMEABILITY TESTS		1418 h		
TOTAL		1418 h	US\$ 52/h	73 736.00
<b>TOTAL</b>				1 082 343.20

Parmi les critères de conception déterminés initialement, les suivants valent la peine d'être mentionnés:

- L'emplacement du barrage est tel qu'à l'appui droit le noyau imperméable serait posé sur les strates de quartzite (Pze) et d'argilite (Pzg) qui sont peu affectées par le phénomène karst.
- Le traitement de surface de la fondation sous le noyau du barrage consistera à adoucir la surface du roc, nettoyer les joints et fractures du matériel mou, et les remplir de béton dentaire de façon à éviter le développement dans le noyau des zones sous tensions, tel que montré dans la Fig. 6.19. Les injections de consolidations seront exécutées avec des trous de 12 m de profondeur et à une distance de 3 m centre à centre dans les deux directions.
- Les infiltrations seront contrôlées par un rideau d'injection de 80 m de profondeur, avec une seule rangée dans les deux tiers inférieurs de la hauteur du barrage et avec une triple rangée dans le tiers supérieur. Une possibilité de poursuivre à une profondeur de 220 m durant la construction a aussi été considérée.
- Les zones rocheuses problématiques seront traitées par des galeries dans les deux appuis comme suit:
  - Pour l'exploration, une galerie inclinée creusée immédiatement en aval du plan du rideau d'injection, afin d'effectuer des injections additionnelles et également pour permettre le contrôle des infiltrations par des traitements supplémentaires durant le remplissage du réservoir et l'exploitation.
  - Diverses galeries dans le plan du rideau de drainage pour remplacer avec du béton le sol silteux qui s'érode facilement, et qui ne peut être injecté, et qui se rencontre dans la zone de contact des roches du paléozoïque et du crétacé dans l'appui gauche.
  - Diverses galeries parallèles à l'axe du barrage dans les deux appuis à des élévations différentes pour localiser et traiter les joints de relâchement.
  - Deux galeries de drainage à des élévations différentes, situées en aval du rideau de drainage dans chaque appui avec des trous de drainage verticaux de 30 m de profondeur.

### **6.5.3. Ajustement de l'envergure des traitements durant la construction**

Avec l'avancement des travaux souterrains dans les environs du barrage (tunnel de dérivation, galeries de drainage et d'injection dans les appuis), il devenait possible d'évaluer l'étendue réelle de la karstification dans la fondation du barrage et un modèle géologique plus complet a pu être conçu pour visualiser comment le processus de karstification a affecté la couche de calcaire. Le tableau 6.7 présente une liste de tous les tunnels et galeries qui ont été construits dans le site du barrage et qui ont fourni des informations géologiques additionnelles. Toutes données géologiques pertinentes obtenues des excavations souterraines étaient incorporées



Among the design criteria initially spelled out, the following are worth mentioning:

- Placement of the dam shall be in such a way that on the right abutment the impervious core would rest on strata of quartzite (Pze) and argillite (Pzg) which were little affected by karst phenomena.
- Surface treatment of the foundation below the dam core shall consist of smoothening the rock surface, cleaning out soft material from joints and fractures, and filling them with dental concrete in order to avoid the development of zones with tensile stresses in the core, as shown in Fig. 6.19. Consolidation grouting shall be accomplished with holes 12 m deep and spaced 3 m center to center in both directions.
- Seepage shall be controlled by a grout curtain, 80 m deep, with a single row in the lower two thirds of the height of the dam and with triple rows in the upper third. A possible extension to 220 m depth during construction was also considered.
- Treatment of the problematic rock zones shall be through galleries in both abutments as follows:
  - an inclined gallery located immediately downstream of the plane of the grout curtain, for the purpose of exploration, to perform additional grouting, and also to enable control of seepage by supplementary treatment during impounding and operation.
  - various galleries in the plane of the grout curtain to replace with concrete erodible, non-groutable, silty soils encountered in the contact zone of Paleozoic and Cretaceous rock (in the left abutment).
  - various galleries parallel to the axis of the dam in both abutments at different elevations to locate and treat relief joints.
  - two drainage galleries at different elevations, located downstream of the grout curtain in each abutment having vertical drainage holes of 30 m depth.

### **6.5.3. Adjustments in the scope of foundation treatment during construction**

With the progress of underground work in the dam area (diversion tunnel, grouting and drainage galleries in the abutments), it became possible to appreciate the real magnitude of the karstification in the dam foundation, and a more complete geological model of how the karst process had affected the limestone strata could be conceived. Table 6.7 presents a list of all the tunnels and galleries that were built in the dam site area and which provided additional geological information. All relevant geological data obtained from underground excavation was incorporated into a 3-D model of the entire dam foundation. It permitted analysis of possible leakage paths

dans le modèle 3-D de toute la fondation du barrage. Ceci a permis l'analyse des chemins potentiels de fuites et l'emplacement des travaux de traitements requis pour la fondation.

Le tableau 6.8 résume la quantité de travaux d'injection, par secteur, effectués au site du barrage et liste les moyennes d'absorption de coulis en sacs par mètre linéaire de forage (1 sac = 40 kg de ciment).

Les aspects les plus importants à traiter durant la construction de la fondation étaient:

- *La possibilité de fuite autour du rideau de drainage.* Dans la partie supérieure de l'appui droit, le rideau d'injection n'était pas assez profond pour couvrir l'intersection des joints principaux avec les unités de calcaire (Pzf). Ces dernières présentaient des effets d'altération et de dissolution sur environ la moitié de l'appui (voir Fig. 6.18). Il y avait la possibilité que l'eau puisse initialement couler à travers ces joints dans l'appui et plus tard le long de la couche de calcaire altérée et karstifiée vers l'épaule du barrage à l'aval du noyau et ainsi contourner le rideau d'injection. Donc, le rideau d'injection a été étendu au moyen d'injections radiales à partir du tunnel de l'évacuateur et du tunnel auxiliaire jusqu'à ce qu'elles aient traversé complètement l'unité de calcaire, tel que montré dans la Fig. 6.20.
- *Joints de décompression.* Ce type de fissures, profondes et ouvertes, a été rencontré initialement dans l'appui gauche et traversant la fondation du noyau (voir Fig. 6.18 et 6.21). Les joints situés dans la partie aval de l'appui étaient pour la plupart enlevés à cause des nombreuses excavations de surface. Les autres joints étaient entrecoupés par les galeries creusées dans le plan du rideau d'injection. Ils ont été plus tard remplis de coulis par des tuyaux qui reliaient la galerie aux joints ouverts.

Les joints situés dans la partie du milieu et dans la partie inférieure de l'appui avaient une largeur qui réduisait avec la profondeur. Ces joints étaient remplis d'argile et ont été nettoyés, autant que possible, manuellement et ensuite remplis de coulis. Ils ont été recoupés par des trous d'injection de consolidation et le traitement a été ainsi renforcé dans la partie près de la surface.

and the locations of required foundation treatment works.

Table 6.8 summarizes by sectors the amount of grouting works performed at the dam site and lists the average grout takes in bags per linear meter of borehole (1 bag = 40 kg of cement)

The most important aspects to be dealt with during foundation construction were:

- *Possibility of flow (leakage) around the ground curtain.* In the upper portion of the right abutment the grout curtain was not deep enough to cover the intersection of the master joints with the limestone (Pzf) unit. The latter exhibited weathering and solution effects over about one half of the abutment (see Fig. 6.18). There was the possibility that the water would flow initially through these joints into the abutment and later along the weathered and karstified limestone strata toward the dam shoulder on the downstream side of the core and thus by-passing the grout curtain. Therefore, the grout curtain was extended by means of radial grouting from the spillway tunnel and from the auxiliary tunnel until it completely crossed the limestone unit, as shown in Fig. 6.20.
- *Stress relief joints.* This type of cracks, deep and open, was initially encountered in the left abutment crossing the foundation of the core (see Figs. 6.18 and 6.21). Joints located in the upstream part of the abutment were mostly removed because of extensive surface excavations. The other joints were intersected by the galleries excavated in the plane of the grout curtain. They were later filled with grout through pipes which led from the gallery to the open joints.

Joints located in the middle and lower part of the abutment had a width reducing with depth. These joints were filled with clay gouge and were cleaned manually as far as this was feasible and then filled with grout. They were intersected by the consolidation grout holes and treatment was thus reinforced in the near surface region.

Tableau 6.7.  
Excavations souterraines durant la construction – Résumé

FONCTION	TUNNEL	LONGUEUR TOTALE (m)
Dérivation et tunnels de drawoff du niveau inférieur	Dérivation	1 600
	Contournement	200
	Sous total	1 800
Tunnels d'accès permanent	Accès de contournement	300
	Accès en crête du barrage	1 800
	Accès aux salles des vannes	900
	Sous total	3 000
Tunnels d'accès pour la construction	Emprunt San Pedro– batardeau	1 400
	Carrière – barrage	600
	Sous total	2 000
Tunnels en construction	Auxiliaires et galeries	1 900
	Galeries des salles des vannes 1 & 2 + Salles des vannes	300
	Sous total	300
Décharge	Évacuateur	1 000
Exploration, drainage et galerie d'injection	Galeries en pente pour injection	500
	Galeries d'exploration et de drainage	2 800
	Sous total	3 300
Tunnels de chargement souterrain de la carrière Batatas	Chargeurs	600
<b>TOTAL</b>		13 900

- *Contact géologique et strate altérée.* Le contact entre les roches crétacées et paléozoïques sur la partie supérieure de l'appui gauche était altéré et rempli surtout de sol silteux qui s'érode facilement et de basse perméabilité. Cependant les effets de l'altération diminuent avec la profondeur. L'excavation de surface a enlevé une partie de ce sol. La partie qui restait était éliminée dans le plan du rideau de drainage en excavant les galeries le long du contact jusqu'à ce que le roc devienne frais et sain. Plus tard, ces galeries étaient remplies avec du béton. Le même procédé a été utilisé dans la zone de contact du roc crétacé près du paléoglissement. La Fig. 6.21 montre l'arrangement fait pour le traitement de cette zone de la fondation du barrage.

Table 6.7.  
Underground excavations during construction: Summary

<b>FUNCTION</b>	<b>TUNNEL</b>	<b>TOTAL LENGTH (m)</b>
Diversion and low level drawoff tunnels	Diversion	1 600
	By-pass	200
	Subtotal	1 800
Permanent access tunnels	By-pass access	300
	Dam crest access	1 800
	Valve chambers access	900
	Subtotal	3 000
Access tunnels for construction	San Pedro borrow – cofferdam	1 400
	Quarry – dam	600
	Subtotal	2 000
Construction tunnels	Auxiliary and adits	1 900
	Valve chambers galleries 1 & 2 + Valve chambers	300
	Subtotal	300
	Discharge	Spillway
Exploration, drainage and grouting galleries	Grouting sloping galleries	500
	Exploration and drainage galleries	2 800
	Subtotal	3 300
Batatas quarry underground loading tunnels	Feeders	600
<b>TOTAL</b>		13 900

- *Geological contact and weathered strata.* The contact between Cretaceous and Paleozoic rocks on the upper part of the left abutment was weathered and filled mainly with erodible silty soil of low permeability. The effects of weathering, however, diminished with depth. Surface excavation removed part of this soil. The remaining part was eliminated in the plane of the grout curtain by excavating galleries along the contact until the rock turned to be fresh and sound. Later, these galleries were filled with concrete. The same procedure was applied in the contact zone of the nearby paleo-slide and Cretaceous rock. Figure 6.21 shows the arrangements made for treatment of this area of the dam foundation.

Dans le milieu et dans la partie inférieure de l'appui droit, à des profondeurs entre 30 et 35 m après avoir injecté 26 tonnes de ciment en étape de 5 m d'un des trous primaires durant la construction du rideau d'injection, l'absorption de coulis dans les trous secondaires situés à mi-distance n'a pas été réduite. Ceci était dû à une strate continue de calcaire karstique connectée à la partie inférieure du canyon. Puisque cette strate était près de la galerie en pente (voir Fig. 6.20), l'injection s'est poursuivie de cette galerie et deux galeries ont été avancées à l'élévation 1 500 et 1 520 respectivement. À partir de ces galeries, une galerie inclinée suivant l'intersection de la couche de calcaire avec le rideau d'injection, a été excavée et le même traitement a été utilisé tel que décrit pour la zone de contact. La Fig. 6.22 montre l'implantation des diverses galeries.

- *Cavernes.* Durant l'excavation des tunnels et des galeries au site du barrage, une totalité de 220 cavernes ou chenaux de dissolution ont été rencontrés. De ceux-ci, seul ceux situés dans les unités Pze et Pzf qui font partie de la fondation du noyau, et ceux le long du bouchon du tunnel de dérivation ont été nettoyés et remplis de béton pompé. Plus tard, le rideau d'injection profond a été construit. La Fig. 6.23 montre l'extension du rideau tel que conçu pour couvrir les zones karstiques de l'unité Pzf et connecter avec les cavernes trouvées dans l'auxiliaire, les tunnels de dérivation et de contournement situés à une altitude beaucoup plus basse (voir aussi Fig. 6.20). Ces cavernes particulières étaient remplies de béton.

Tableau 6.8.  
*Traitement de la fondation: quantité de forage et d'injection*

Activités	Trous		Longueur d'injection totale	Absorption de coulis	Absorption moyenne de coulis
	Nombre	Longueur			
		(m)	(m)	(sacs)	(sacs/m)*
• Tapis	4 517	8 à 20	36 696	120 894	3,29
• Rideau profond	1 278	20 à 80	59 762	94 188	1,58
• Extension du rideau profond	124	8 à 96	6 458	12 659	1,96
• Renforcement du rideau profond	250	11 à 85	9 059	10 118	1,12
• Rideau sous les structures de contrôle	348	8 à 80	10 712	56 484	5,27
• Rideau sous le tunnel de l'évacuateur	259	15 à 120	5 493	75 825	13,80
• Consolidation dans les tunnels	2 334	4 à 28	22 169	28 666	1,29
<b>TOTAL</b>	<b>9 110</b>		<b>150 349</b>	<b>398 834</b>	<b>2,65</b>

(\*) 1 sac = 40 kg de ciment

In the middle and lower parts of the right abutment, at depths between 30 and 35 m, after having grouted 26 tons of cement in a 5 m stage of one of the primary holes during grout curtain construction, split spacing did not reduce grout take. This was due to a continuous stratum of karstified limestone that was connected to the lower part of the canyon. Since this stratum was close to the sloping gallery (see Fig. 6.20), grouting was extended from this gallery, and two galleries were advanced at El. 1500 and 1520 respectively. From these galleries an inclined gallery, following the intersection of the limestone stratum with the grout curtain, was excavated, and the same treatment was applied as described for the contact zone. Figure 6.22 shows the layout of the various galleries.

- *Caverns.* During the excavation of all the tunnels and galleries at the dam site, a total of 220 caverns or solution channels was encountered. Of these, only those located in units Pze and Pzf which are part of the core foundation, and those along the diversion tunnel plug, were cleaned out and filled with pumped concrete. Later, the deep grout curtain was constructed. Figure 6.23 shows the extension of the designed grout curtain to cover the karstified zones of the Pzf unit and the connection with the caverns found in the auxiliary, the diversion, and the by-pass tunnels located at a much lower elevation (see also Fig. 6.20). These particular caves were filled with concrete.

Table 6.8.  
Foundation treatment: Drilling and grouting quantities

Activities	Holes		Total grouting length (m)	Grout take (sacs)	Average grout take (sacs/m)*
	Number	Length (m)			
• Blanket	4 517	8 à 20	36 696	120 894	3,29
• Deep curtain	1 278	20 à 80	59 762	94 188	1,58
• Deep curtain extension	124	8 à 96	6 458	12 659	1,96
• Deep curtain reinforcement	250	11 à 85	9 059	10 118	1,12
• Curtain below control structure	348	8 à 80	10 712	56 484	5,27
• Curtain below spillway tunnel	259	15 à 120	5 493	75 825	13,80
• Consolidation in tunnels	2 334	4 à 28	22 169	28 666	1,29
<b>TOTAL</b>	<b>9 110</b>		<b>150 349</b>	<b>398 834</b>	<b>2,65</b>

(\*) 1 bag = 40 kg of cement

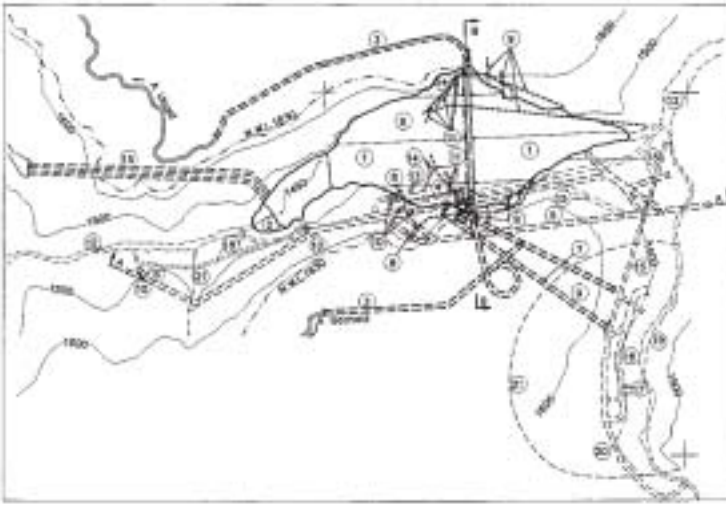


Fig. 6.16.  
Guavio dam: Plan view - *Barrage Guavio : Vue en plan*

- |                                   |                                         |
|-----------------------------------|-----------------------------------------|
| 1) Dam                            | 1) Barrage                              |
| 2) Cofferdam                      | 2) Batardeau                            |
| 3) Dam crest access tunnel        | 3) Tunnel d'accès à la cote du barrage  |
| 4) By-pass access gallery         | 4) Bifurcation de la galerie d'accès    |
| 5) Headrace tunnel                | 5) Galerie d'amenée                     |
| 6) Intake                         | 6) Prise d'eau                          |
| 7) Spillway tunnels               | 7) Tunnels d'évacuation                 |
| 8) Valve chambers                 | 8) Chambre des vannes                   |
| 9) Drainage galleries             | 9) Galeries de drainage                 |
| 10) Plugs                         | 10) Bouchons                            |
| 11) Exploration galleries         | 11) Galeries d'exploration              |
| 12) Guavio river                  | 12) Rivière Guavio                      |
| 13) By-pass                       | 13) Bifurcation                         |
| 14) Sloping gallery               | 14) Galerie inclinée                    |
| 15) Construction dam fill tunnels | 15) Tunnels de construction du remblai  |
| 16) Feeder tunnels                | 16) Tunnels d'alimentation              |
| 17) Feeder shafts                 | 17) Puits d'alimentation                |
| 18) Diversion tunnels             | 18) Tunnels de dérivation               |
| 19) Batatas river                 | 19) Rivière Batatas                     |
| 20) Batatas river access tunnel   | 20) Tunnel d'accès à la rivière Batatas |
| 21) Main quarry limit             | 21) Limite de la carrière principale    |

#### 6.5.4. Surveillance de la fondation et évaluation de son comportement

Le comportement de la fondation du barrage était surveillé par 23 déversoirs de jaugeage installés le long des tunnels et galeries en aval du rideau d'injection, et par 23 piézomètres installés dans les joints principaux, couches altérées et canaux de dissolutions traités. Ces emplacements étaient considérés comme les plus susceptibles d'avoir des débits d'eau (écoulement) du réservoir.

Après six ans d'exploitation, les infiltrations totales sont moindres que 100 l/s, avec une légère tendance à la baisse dans le temps. Dans presque la moitié des piézomètres installés, aucune réaction n'a été mesurée. Les piézomètres qui ont réagi mesurent une pression moindre que 25 % de la charge hydrostatique et qui ne varie pas avec le temps.

Le coût total du traitement de la fondation s'élève à environ 20 millions \$ US, ce qui correspond à environ 20 % du coût des remblais et environ 8 % du coût total du contrat de construction du barrage et des ouvrages connexes.



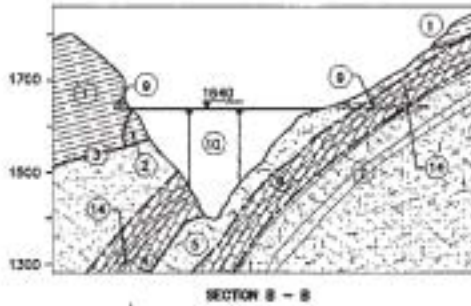
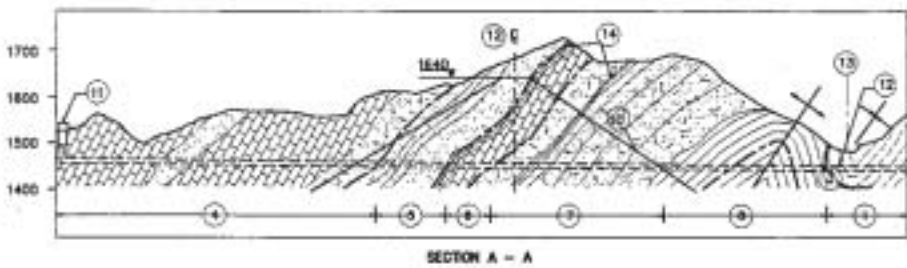


Fig. 6.17.

Cross sections (see Fig. 6.16. for location of sections) -  
*Profils en travers (voir fig. 6.16. pour la localisation des sections)*

- 1) K: Cretaceous
  - 2) Zbl: Paleoslide
  - 3) Cretaceous-Paleozoic contact (unconformity)
  - 4) Pzd: Limestone unit
  - 5) Pze: Quartzite unit
  - 6) Pzf: Limestone unit
  - 7) Pzg: Quartzite
  - 8) Pzh: Argillite unit
  - 9) Crest access tunnels
  - 10) Projection of dam
  - 11) Intake
  - 12) Headrace tunnel
  - 13) Batatas river
  - 14) Weathered limestone layers
- Note : Units Pzd, Pze, Pzf, Pzg and Pzh are of Paleozoic age

- 1) K : Crétacé
  - 2) Zbl : Paléoglisement
  - 3) Contact Crétacé/Paléozoïque (anormal)
  - 4) Pzd : Unité calcaire
  - 5) Pze : Unité quartzite
  - 6) Pzf : Unité calcaire
  - 7) Pzg : Quartzite
  - 8) Pzh : Unité argillite
  - 9) Tunnels d'accès à la crête
  - 10) Projection du barrage
  - 11) Prise d'eau
  - 12) Galerie d'amenée
  - 13) Rivière Batastas
  - 14) Couches de calcaire altéré
- Note : Les unités Pzd, Pze, Pzf, Pzg et Pzh sont d'âge paléozoïque

#### 6.5.4. Foundation monitoring and performance evaluation

The performance of the dam foundation was monitored by 23 weirs, installed along the tunnels and galleries downstream of the grout curtain, and by 23 piezometers installed in master joints, weathered layers, and treated solution channels. These locations were considered as most likely to experience flow (leakage) from the reservoir.

After six years of operation, the total seepage is less than 100 liters/sec with a slight tendency to decrease with time. In almost one half of the installed piezometers no response has been measured. In those piezometers which do show a response the pressure is less than 25 % of the hydrostatic head and there is no change with time.

The total cost of the foundation treatment amounted to about US\$ 20 million which corresponds to about 20 % of the cost of the embankment fill and about 8 % of the total cost of the civil construction contract of the dam and appurtenant structures.

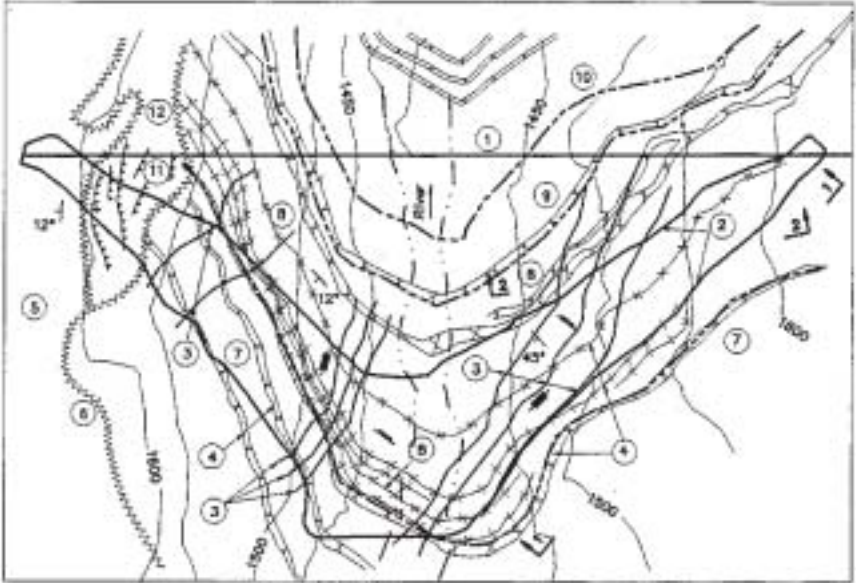


Fig. 6.18.

Foundation of core, geological map showing major weathered zones  
*Fondation du noyau, carte géologique montrant les principales zones d'altération*

- 1) Dam axis
- 2) Core foundation limits
- 3) Master joints
- 4) Weathered limestone layers
- 5) K: Cretaceous
- 6) Cretaceous-Paleozoic
- 7) Pzd: Limestone unit
- 8) Pze: Quartzite unit
- 9) Pzf: Limestone unit
- 10) Pzg: Quartzite unit
- 11) Relief joints
- 12) Zbl: Paleoslide

- 1) *Axe du barrage*
- 2) *Limite de la fondation du noyau*
- 3) *Joints principaux*
- 4) *Couches de calcaire altéré*
- 5) *K : Crétacé*
- 6) *Crétacé-Paléozoïque*
- 7) *Pzd : Calcaire*
- 8) *Pze : Quartzite*
- 9) *Pzf : Calcaire*
- 10) *Pzg : Quartzite*
- 11) *Joints de décompression*
- 12) *Zbl : Paléoglisement*

Note: Sections 1-1 and 2-2 see Fig. 6.23

*Note : Sections 1-1 et 2-2 voir fig. 6.23*

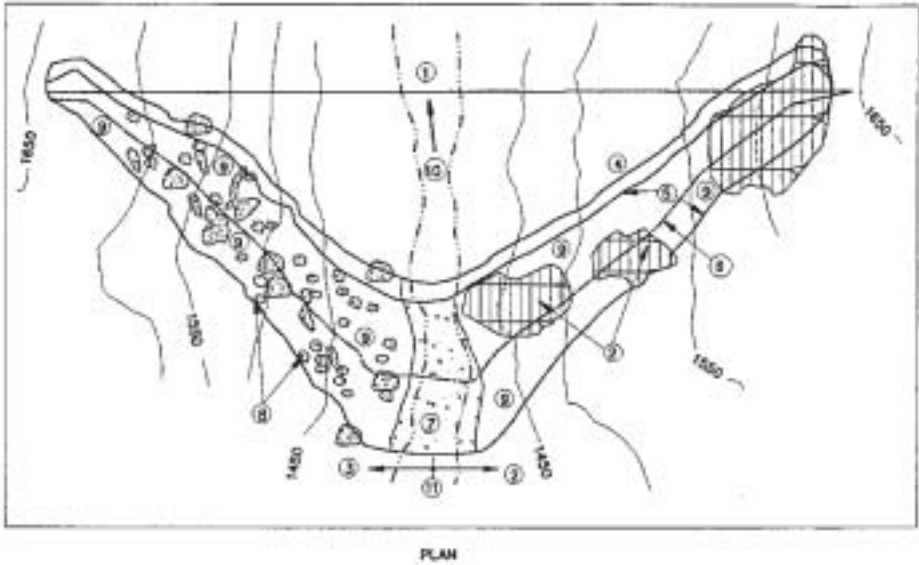


Fig. 6.19.  
 Treatment of contact zone core/rock surface  
*Traitement de la zone de contact noyau/surface du rocher*

- |                                         |                                                 |
|-----------------------------------------|-------------------------------------------------|
| 1) Dam axis                             | 1) <i>Axe du barrage</i>                        |
| 2) Typical abutment excavation          | 2) <i>Excavation type d'appui</i>               |
| 3) Typical concrete regularization      | 3) <i>Béton de reprofilage type</i>             |
| 4) Zone 3A: Foundation downstream limit | 4) <i>Zone 3A : limite aval de la fondation</i> |
| 5) Core foundation limits               | 5) <i>Limite de la fondation du noyau</i>       |
| 6) Deep grout curtain axis              | 6) <i>Rideau d'injection profond</i>            |
| 7) Concrete base                        | 7) <i>Assise de béton</i>                       |
| 8) Dental concrete                      | 8) <i>Béton dentaire</i>                        |
| 9) Shotcrete protection (core)          | 9) <i>Béton projeté de protection (noyau)</i>   |
| 10) Guavio river                        | 10) <i>Rivière Guavio</i>                       |
| 11) Axis of symmetry                    | 11) <i>Axe de symétrie</i>                      |

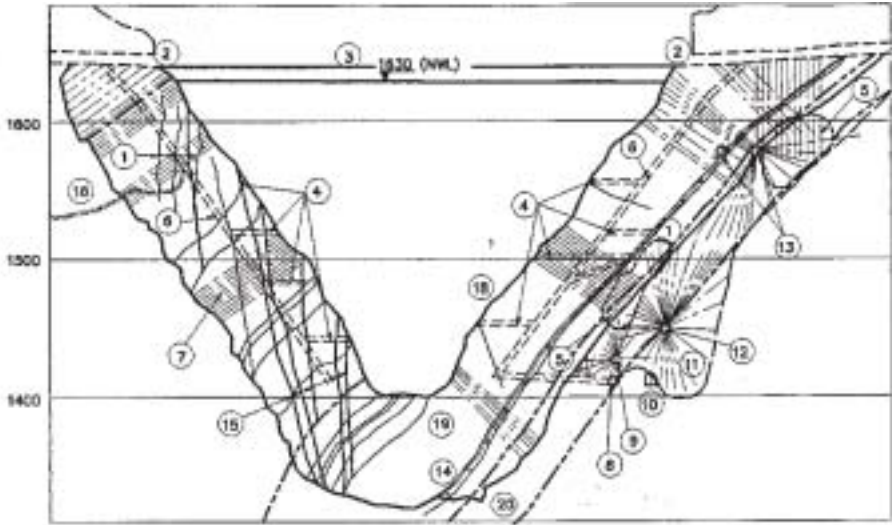


Fig. 6.20.  
 Profile showing weathered layers and grout curtain  
*Section montrant les couches altérées et le rideau d'injection*

- |                                               |                                                    |
|-----------------------------------------------|----------------------------------------------------|
| 1) Relief joints                              | 1) Joints de décompression                         |
| 2) Dam crest access tunnels                   | 2) Galerie d'accès à la crête du barrage           |
| 3) Dam crest, El. 1640                        | 3) Crête du barrage, él. 1640                      |
| 4) Exploration galleries                      | 4) Galeries d'exploration                          |
| 5) High grout take zones                      | 5) Zones de grande absorption de coulis            |
| 6) Sloping galleries                          | 6) Galeries inclinées                              |
| 7) Deep curtain                               | 7) Rideau profond                                  |
| 8) By-Pass                                    | 8) Bifurcation                                     |
| 9) Access gallery                             | 9) Galerie d'accès                                 |
| 10) Diversion tunnel                          | 10) Galerie de dérivation                          |
| 11) Curtain extension from tunnel in Pzf unit | 11) Extension du rideau en tunnel dans l'unité Pzf |
| 12) Auxiliary tunnel                          | 12) Galerie auxiliaire                             |
| 13) Spillway tunnels                          | 13) Galeries d'évacuateur                          |
| 14) Weathered layers                          | 14) Couches altérées                               |
| 15) Master joints                             | 15) Joints principaux                              |
| 16) Cretaceous-Paleozoic contact              | 16) Contact crétacé/paléozoïque                    |
| 17) Zbl: Paleoslide                           | 17) Zbl : Paléoglisement                           |
| 18) Natural ground surface                    | 18) Surface du terrain naturel                     |
| 19) Pze: Quartzite unit                       | 19) Pze : Unité quartzite                          |
| 20) Pzf: Limestone unit                       | 20) Pzf : Unité calcaire                           |
- Note : compare also with fig. 6.17. Note : comparer aussi avec la Fig. 6.17.

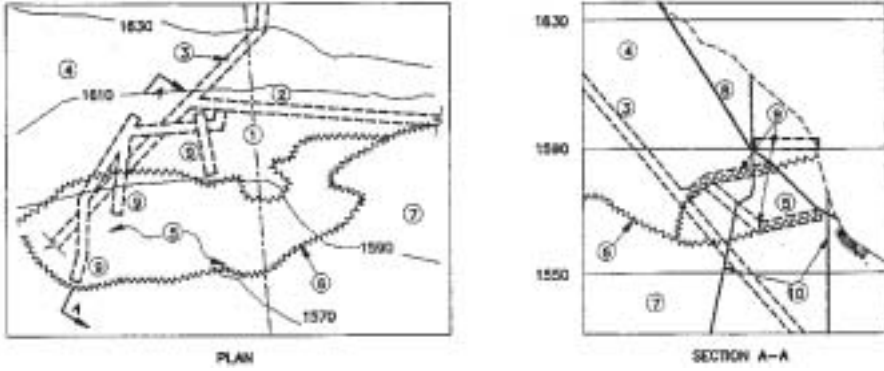


Fig. 6.21.

Treatment of Paleoslide and Cretaceous-Paleozoic contact (left abutment)  
*Traitement d'un paléoglisserment et contact Crétacé-Paléozoïque (appui gauche)*

- |                                        |                                            |
|----------------------------------------|--------------------------------------------|
| 1) Dam axis                            | 1) Axe du barrage                          |
| 2) Drainage gallery                    | 2) Galerie de drainage                     |
| 3) Sloping gallery                     | 3) Galerie en pente                        |
| 4) K: Cretaceous                       | 4) K : Crétacé                             |
| 5) Zbl: Paleoslide                     | 5) Zbl : Paléoglisserment                  |
| 6) Cretaceous-Paleozoic contact        | 6) Contact Crétacé/Paléozoïque             |
| 7) Pzd: Limestone unit                 | 7) Pzd : Unité calcaire                    |
| 8) Excavation limit                    | 8) Limite de l'excavation                  |
| 9) Exploration and treatment galleries | 9) Galeries d'exploration et de traitement |
| 10) Master joints                      | 10) Joints principaux                      |

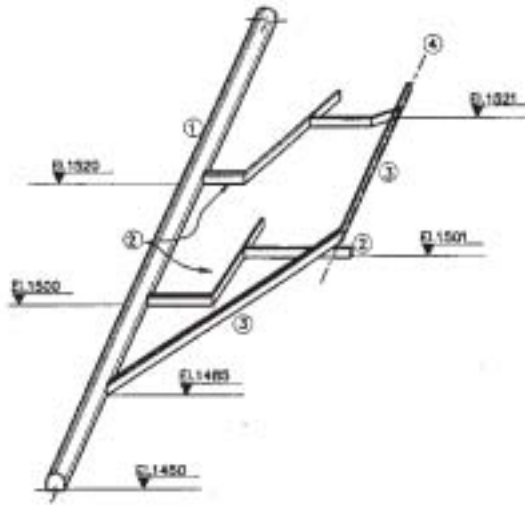


Fig. 6.22.

Galleries for replacing erodible materials with concrete in weathered limestone layers on right abutment  
*Galleries pour remplacer le matériau érodable par du béton dans les couches de calcaire altéré sur l'appui droit*

- |                                        |                                            |
|----------------------------------------|--------------------------------------------|
| 1) Sloping gallery                     | 1) Galerie en pente                        |
| 2) Exploration and treatment galleries | 2) Galeries d'exploration et de traitement |
| 3) Sloping exploration gallery         | 3) Galerie d'exploration inclinée          |
| 4) Deep curtain plane                  | 4) Plan du rideau profond                  |

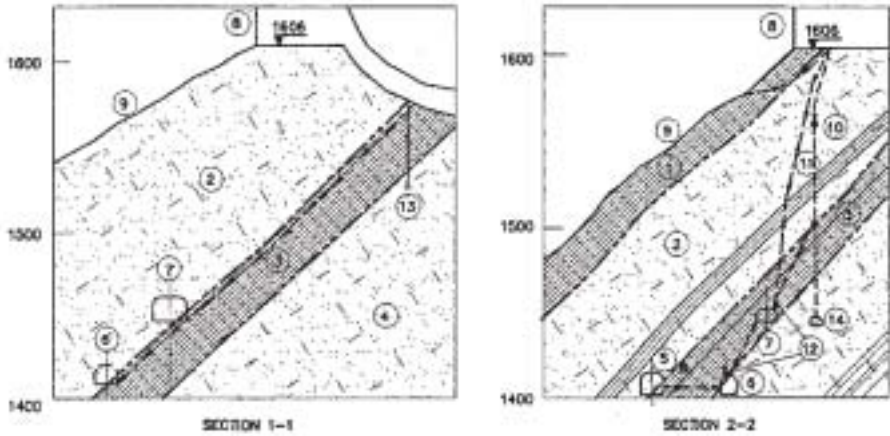


Fig. 6.23.  
 Deep karstic conduits at right abutment  
*Conduits karstiques profonds à l'appui droit*

- 1) Pzd: Limestone unit
- 2) Pze: Quartzite unit
- 3) Pzf: Limestone unit
- 4) Pzg: Quartzite and argillite unit
- 5) By-pass
- 6) Diversion tunnel
- 7) Auxiliary tunnel
- 8) Spillway control structure
- 9) Natural ground surface
- 10) Grouting gallery
- 11) Grout curtain
- 12) Cavern
- 13) Spillway grout curtain
- 14) Power tunnel

Note: Location of sections are shown in Fig. 6.18

- 1) Pzd : Unité calcaire
- 2) Pze : Unité quartzite
- 3) Pzf : Unité calcaire
- 4) Pzg : Unité quartzite et argillite
- 5) Bifurcation
- 6) Galerie de dérivation
- 7) Galerie auxiliaire
- 8) Structure de contrôle de l'évacuateur
- 9) Profil du terrain naturel
- 10) Galerie d'injection
- 11) Rideau d'injection
- 12) Cavité
- 13) Rideau d'injection de l'évacuateur
- 14) Galerie d'aménée

*Note : La localisation des sections est montrée à la Fig. 6.18*

## **6.6. BARRAGE WUJIANGDU: INJECTION DE CIMENT À HAUTE PRESSION DANS UNE FONDATION KARSTIQUE CONTENANT DES CAVITÉS REMPLIES D'ARGILE**

### **6.6.1. Introduction**

Le projet hydroélectrique Wujiangdu, achevé en décembre 1982 et ayant une capacité installée de 630 MW, est situé sur la rivière Wujiang dans la province Guizhou en Chine. Le barrage, de type arche-gravité, a une hauteur de 165 m et sa crête incurvée a une longueur de 396 m. Le bassin versant contrôlé par le barrage est d'environ 27 790 km<sup>2</sup> et la capacité de stockage totale du réservoir est de 2,3 x 10<sup>9</sup> m<sup>3</sup>. Le projet comporte deux aspects bien particuliers. Le premier est que la vallée est étroite et qu'elle doit laisser passer une crue de conception importante de 21 350 m<sup>3</sup>/s pour une période de récurrence de 5000 ans. Afin de permettre le passage de cette crue, un aménagement plutôt inhabituel a été réalisé, tel que montré sur les figures 6.24 et 6.25. Le deuxième aspect particulier concerne le traitement de la fondation du barrage relativement complexe. Les fondations sont karstiques et les cavités remplies d'argile étaient relativement bien développées dans la formation calcaire. En raison des difficultés associées à l'enlèvement des remplissages d'argile dans autant de cavités, un rideau d'injection sous pression élevée a été sélectionné comme une des principales mesures non seulement pour minimiser les fuites, mais aussi pour renforcer le matériau mou qui restait dans les cavités karstiques.

### **6.6.2. Conditions géologiques**

Au site du barrage, la vallée est symétrique et a la forme d'un V. À cet endroit, la rivière Wujiang coule en direction est. Sa profondeur varie entre 10 et 14 m et la largeur de la surface d'eau est seulement de 70 m. Les pentes de la vallée varient entre 40 et 60 degrés.

Le site du barrage est situé entre les failles principales  $F_1$  et  $F_{29}$  et se trouve sur l'aile est d'un anticlinal renversé (Fig. 6.26a). Au site du barrage, la stratigraphie de l'amont vers l'aval consiste en : des lits carbonifères du Permien supérieur ( $P_2^1$ ), des calcaires du Permien supérieur ( $P_2^2$ ), les schistes argileux du Trias inférieur ( $T_1^1$ ), et les calcaires du Trias inférieur ( $T_1^2$ ) (voir la figure 6.26b). Le barrage est fondé directement sur les calcaires du Trias inférieur ( $T_1^2$ ). La direction des plans de litage est presque perpendiculaire à la rivière; ils s'inclinent vers l'amont à des angles variant entre 60 et 70 degrés. Des poussées tectoniques importantes de direction est-ouest ont créé une série de failles tectoniques. Les failles de cisaillement en compression d'alignement nord-est sont bien développées. Les fissures dans le roc près du site du barrage sont pour la plupart d'origine tectonique ; les fissures de tendance NNW sont les plus développées. Selon les données statistiques, la densité moyenne des fractures sur les deux rives est de 3 à 4 fissures par mètre, mais sous le lit de la rivière, la fréquence est de moins de une fracture par mètre. Basé sur les essais d'eau sous pression, la perméabilité de la fondation est élevée avec des valeurs Lugeon variant entre 1 et plus de 100.



## **6.6. WUJIANGDU DAM: HIGH PRESSURE CEMENT GROUTING IN KARSTIC FOUNDATION WITH CLAY-FILLED CAVITIES**

### **6.6.1. Introduction**

The Wujiangdu hydropower project, completed in December 1982 with an installed capacity of 630 MW, is located on the Wujiang river in Guizhou Province, China. The dam is of the arch-gravity type, has a height of 165 m, and a curved crest length of 396 m. The drainage area controlled by the dam is about 27 790 km<sup>2</sup> and the total reservoir storage is nearly 2.3x10<sup>9</sup> m<sup>3</sup>. The project has two distinct special features. The first one is that the valley is quite narrow but has to pass a large design flood, namely 21 350 m<sup>3</sup>/s for a return period of 5000 years. In order to handle this flood a rather unusual layout had to be adopted, as shown in Figs. 6.24 and 6.25. The second feature is a rather complex dam foundation treatment in a karstic environment. Karstic caves with clay fillings were relatively well developed within the limestone formation. In view of the difficulty to remove all the clay fillings from so many caves, a high pressure grout curtain was adopted as one of the main measures not only to minimize leakage, but also to strengthen the soft material which remained in the karstic caves.

### **6.6.2. Geological conditions**

The valley at the dam site is symmetrical and V-shaped. There, the Wujiang river flows towards east. The depth of the water ranges from 10 to 14 m and the width of the water surface is only about 70 m. The slopes of the valley are between 40 and 60 degrees.

The damsite is located between main faults  $F_1$  and  $F_{29}$ , and sits on the east wing of an overturned anticline (Fig. 6.26a). The strata at the damsite, cropping out from upstream to downstream are: Upper Permian coal beds ( $P_2^1$ ), Upper Permian limestone ( $P_2^2$ ), Lower Triassic shale ( $T_1^1$ ), Lower Triassic limestone ( $T_1^2$ ) (see also Fig. 6.26b). The dam is founded directly on the Lower Triassic limestone ( $T_1^2$ ). The strike of the bedding planes is nearly perpendicular to the river. They dip towards upstream at angles ranging from 60° to 70°. Extensive east - west tectonic squeezing has created a series of tectonic faults. Northeast trending compressive shear faults are most developed. The fractures in the rock near the damsite are mostly of tectonic origin; NNW trending fractures are most developed. According to statistical data the average density of fractures on both banks is 3 to 4 fractures per meter, but below the river bed the frequency is less than one per meter. According to water pressure tests, the permeability of the foundation is quite high with Lugeon values ranging from 1 to more than 100.

Les gradients hydrauliques de la nappe d'eau souterraine sont de 0,07 - 0,08 sur la rive droite et de 0,05 sur la rive gauche. Quelques rivières enfouies dans les calcaires et créées par l'érosion karstique ont aussi été découvertes. Les exutoires de ces rivières enfouies sont entre 6 et 14 m plus élevées que le niveau d'eau de la rivière.

L'érosion karstique dans les calcaires au site du barrage est assez remarquable. Un nombre de cavités karstiques étaient remplies d'argile molle ou de sable fin, particulièrement sur la rive gauche. Quelques grandes cavités se sont développées le long des failles  $F_{20}$  et  $F_{18}$  à une profondeur d'environ 250 m sous le lit de la rivière, tel que montré sur la Fig. 6.27. La cavité  $K_{104}$  est la plus grande cavité avec une hauteur de 34,6 m et une largeur de 10 m.

Dans leur état naturel, les remplissages d'argile dans les cavités ont une teneur en eau élevée qui est près de la limite liquide et ont une très faible densité (voir le tableau 6.9). Les essais réalisés pour étudier la stabilité du matériau argileux de remplissage sous l'action des pressions d'eau élevées ont montré que le gradient hydraulique minimum pouvant causer l'érosion des matériaux de remplissage varie avec le diamètre du spécimen testé soumis à une force d'écoulement. On peut s'attendre à ce que ces matériaux mous à l'état naturel soient érodés sous les gradients hydrauliques élevés après le remplissage du réservoir. Ainsi, ils mettent en péril la sécurité du barrage.

Tableau 6.9.  
*Propriétés physiques des remplissages argileux des cavités karstiques*

Propriétés	Valeurs moyennes
Teneur en eau naturelle (%)	56,0
Poids unitaire sec ( $\text{kN/m}^3$ )	11,0
Fraction argileuse (%)	54,0
Limite liquide (%)	57,5
Limite plastique (%)	32,4
Indice de plasticité (%)	25,1

### 6.6.3. Conception du voile d'injection

Une conception minutieuse de traitement des fondations a été développée pour se prémunir contre les fuites importantes à travers la fondation karstique et aussi pour améliorer la résistance des matériaux de remplissage mous des cavités. Un rideau d'injection à haute pression était la composante principale du traitement de fondation. En rive gauche, le rideau d'injection tourne vers l'amont dans l'appui pour inclure le calcaire ( $T_1^2$ ) et pour s'étendre jusqu'au schiste argileux ( $P_2^2$ ) jusqu'à 10 à 30 m dans le massif du mur de la faille  $F_{20}$ . En rive droite, le rideau d'injection tourne aussi vers l'amont pour inclure le calcaire ( $T_1^2$ ), le schiste argileux ( $T_1^1$ ), et le calcaire ( $P_2^2$ ) pour finalement recouper le lit carbonifère ( $P_2^1$ ) qui est une couche imperméable de 10 à 30 m d'épaisseur. La Fig. 6.26b montre le détail du rideau d'injection.

Hydraulic gradients of groundwater are 0.07 - 0.08 on the right bank and 0.05 on the left bank. Some buried rivers in limestone created by karstic erosion were also discovered. The outlets of the buried rivers are 6 to 14 m higher than the surface of the river water.

Karstic erosion in the limestone at the damsite is quite remarkable. A number of karstic caves were filled with soft clay or fine sand, particularly on the left bank. Some large caves developed along faults  $F_{20}$  and  $F_{18}$  at a depth of about 250 m below the river bed, as shown in Fig. 6.27. Cave  $K_{104}$  is the biggest cave with a height of 34.6 m and a width of 10 m.

In their natural state the clay fillings in the karstic caves have a high water content which is near the liquid limit and a very low density (see Table 6.9). Tests carried out to study the stability of the clay fill material under the action of high water pressures showed that the minimum hydraulic gradient to cause piping in the form of extrusion of the clay fillings varies with the diameter of the test specimens subjected to a seepage force. It was expected that these soft materials in their natural state would be washed out by high hydraulic gradients after the reservoir has been impounded. Therefore, they would impair the safety of the dam.

Table 6.9.  
Physical properties of clay fillings in karstic caves

Property	Average values
Natural water content (%)	56.0
Natural dry unit weight (kN/m <sup>3</sup> )	11.0
Clay-size fraction (%)	54.0
Liquid limit (%)	57.5
Plastic limit (%)	32.4
Plasticity index (%)	25.1

### 6.6.3. Grout curtain design

An elaborate design for foundation treatment was developed to prevent possible major leakage losses through the karstic foundation and also to improve the strength of the soft materials filling the cavities. A high pressure grout curtain was the main component in the foundation treatment. In the left bank the grout curtain turns upstream at the abutment to enclose the limestone ( $T_1^2$ ) and to extend into the shale ( $P_2^2$ ) by 10 to 30 m in the foot wall block of fault  $F_{20}$ . In the right bank the curtain also turns upstream at the abutment to enclose limestone ( $T_1^2$ ), shale ( $T_1^1$ ), and limestone ( $P_2^2$ ) to finally cut into coal bed ( $P_2^1$ ) which is an impervious, 10 to 30 m thick, layer. Figure 6.26b shows the layout of the grout curtain.

Une section à travers le rideau d'injection est montrée à la Fig. 6.27. L'élévation la plus basse du rideau est 380 m, où quelques cavités ont été détectées pendant la période de construction. La longueur totale du rideau est de 1020 m et sa surface de 186 000 m<sup>2</sup>. Selon les conditions hydrogéologiques, les forages d'injection ont été arrangés en une, deux ou trois rangées (Fig. 6.28). L'espacement des trous est de 2 m, mais dans les zones d'érosion intense, l'espacement a été réduit à 0,4 m dans le but d'imperméabiliser les cheminements à travers les petites cavités. L'espacement des rangées varie de 1,2 à 1,8 m. Neuf galeries ont été excavées pour permettre l'injection : quatre en rive gauche et cinq en rive droite (voir Figs. 6.27 et 6.28). L'épaisseur du revêtement des galeries est de 0,5 m. Les dimensions d'excavation des galeries sont de 5 x 5 m pour le rideau à 3 rangées, 3,3 x 4,3 m pour celui de 2 rangées et 2,8 à 3,8 m pour celui de une rangée. Le diamètre des forages d'injection est de 53 mm. Les trous ont été forés selon un réseau d'injection à mi-distance (splitspacing) avec une pression maximale d'injection de 6 MPa. Du ciment Portland ordinaire a été utilisé. Un mélange avec un rapport eau/ciment de 8:1 en poids a été initialement injecté et graduellement épaissi à un rapport 1:0,8 ou 1:0,5 selon les conditions d'injection. L'injection s'est faite section par section, de la surface vers le bas sans lavage initial des matériaux mous dans les cavités. Le forage et l'injection de la section suivante démarraient aussitôt que la section du haut était terminée. Le coulis avait circulé dans le trou. Lors des opérations de forage, seulement le collet du forage était scellé, mais sans utilisation d'obturateur à l'intérieur du forage.

#### **6.6.4. Efficacité de l'injection du ciment à haute pression**

*Essais d'eau à pression.* Un des buts principaux du rideau d'injection est d'augmenter l'imperméabilisation de la fondation rocheuse dans son état naturel aux valeurs spécifiées par la conception qui, dans ce cas-ci, était de 0,5 à 1,0 Lugeon. Pour vérifier le degré d'imperméabilisation du rocher après injection, des essais d'eau à pression ont été effectués. Un total de 145 trous pour une longueur totale de 6 772,5 m ont été forés dans la zone du rideau. Dans ces trous, 1 261 essais d'eau à pression ont été effectués. Les résultats de ces essais sont présentés en comparaison avec les critères de conception au tableau 6.10.

Du tableau 6.10, il peut être constaté que pour seulement trois des 493 sections testées, les essais d'eau sous pression ont échoué à satisfaire les critères de conception d'une valeur Lugeon de 0,5 alors que dans 24 des 768 sections testées, les valeurs Lugeon sont plus élevées que la valeur requise de 1,0. Le taux de succès moyen est plus de 98 pour cent.

A section through the grout curtain is shown in Fig. 6.27. The lowest elevation of the curtain is 380 m, where some caves were detected during the construction period. The total length of the curtain is 1020 m and the surface area is 186 000 m<sup>2</sup>. According to the hydrogeological conditions grout holes were arranged in one, two or three rows (Fig. 6.28). The spacing of the holes was 2 m, but in sections with intensive erosion the spacing was reduced to 0.4 m in order to cut off the leakage path through small caves. The spacing of the rows ranged from 1.2 to 1.8 m. To carry out the grouting operations, nine tunnels were excavated: four in the left and five in the right abutment (see Figs 6.27 and 6.28). The thickness of the tunnel lining was 0.5 m. Excavation dimensions of the grouting galleries were 5x5 m for three rows of grout holes, 3.3x4.3 m for two rows, and 2.8x3.8 m for one row. The diameter of the grout boreholes was 53 mm. The holes were drilled by the split spacing arrangement with a maximum grout pressure of 6 MPa. Ordinary Portland cement was used. A grout mix with a water/cement ratio of 8:1 by weight was injected initially and then gradually thickened to 1:0.8 or 1:0.5 depending on the grouting conditions. Grouting proceeded section by section from the surface downward without initial washout of the soft materials in the caves. Drilling and grouting the next section was started as soon as grouting of the upper section was completed. The grout slurry was circulated in the hole. During grouting operations only the hole entrance was sealed, but without any packer plugs inside the hole.

#### **6.6.4. Efficiency of high pressure cement grouting**

*Water pressure tests.* One of the main purposes of a grout curtain is to increase watertightness of the foundation rock from its natural state to the values specified in the design criteria which in this case were 0.5 to 1.0 Lugeons. For checking the watertightness of the rock mass after grouting, water pressure tests were carried out. Altogether 145 holes with a total length of 6772.5 m were drilled in the area of the curtain. Within these holes 1261 water pressure tests were performed. The results of these tests are compared with the design criteria and shown in Table 6.10.

From Table 6.10, it can be seen that in only three out of 493 sections tested the water pressure tests failed to satisfy the design criteria with a Lugeon value of 0.5 while in 24 out of 768 sections tested Lugeons values were higher than the required value of 1.0. The average success rate is more than 98 percent.

Tableau 6.10.

Résultats des essais d'eau sous pression et comparaison avec les critères de conception

Critère de conception (Lugeon)	Localisation	Nombre de trous	Valeur Lugeon					
			Nombre de sections	≤ 0.01	≤ 0.10	≤ 0.50	≤ 1.0	> 1.0
				Total des sections (fréquences) %				
0.5	Lit de la rivière	9	127	102(80.3)	125(98.4)	127(100)	127(100)	
	EL.640LA	12	156	107(63.8)	154(98.7)	156(100)	156(100)	
	EL.640RA	6	93	32(34.4)	79(84.9)	92(98.9)	93(100)	
	EL.680LA	9	67	49(73.1)	64(95.5)	67(100)	67(100)	
	EL.670RA	2	14	3(21.4)	13(92.9)	14(100)	14(100)	
	EL.700RA	7	36	7(19.4)	33(91.7)	34(94.4)	36(100)	
	Total	45	493	300(60.9)	468(94.9)	490(99.4)	493(100)	
1.0	EL.640LB	4	39	29(74.4)	39(100)	39(100)	39(100)	
	EL.640RB	6	49	21(42.9)	45(91.8)	47(95.9)	48(98.0)	1(2.07)
	EL.680LB	10	80	64(80.0)	74(92.5)	79(98.8)	80(100)	
	EL.670RB	5	35	13(37.1)	33(94.3)	35(100)	35(100)	
	EL.700RB	14	82	12(14.6)	68(82.9)	80(97.6)	81(98.8)	1(1.2)
	EL.717LB	12	92	24(26.1)	81(88.0)	92(100)	92(100)	
	EL.737RB	23	182	63(34.6)	142(78.0)	169(92.9)	177(97.3)	5(2.7)
	EL.765LB	15	145	60(41.4)	83(57.2)	121(84.3)	138(95.2)	7(4.8)
	EL.765RB	11	64	6(9.4)	25(39.1)	49(76.6)	54(84.4)	10(15.6)
	Total	100	768	292(38.0)	590(76.8)	711(92.6)	744(96.9)	24(3.1)

LA: Appui gauche, RA: Appui droit, LB: Rive gauche, RB: Rive droite

*Propriétés mécaniques des remplissages d'argile après les injections sous pressions élevées.* Afin d'analyser l'efficacité des injections et le mécanisme d'injection des cavités remplies d'argile molle, des spécimens ont été prélevés dans certaines cavités situées le long du rideau d'injection. Tous les spécimens ont été examinés en détail et les résultats ont montré que les remplissages argileux avaient été imprégnés de quantités importantes de coulis de ciment distribuées aléatoirement et s'étendant dans les deux directions longitudinale et transversale, tel que montré sur la figure 6.29. Le rapport entre le volume du coulis de ciment et le volume total du mélange varie entre 0,38 et 0,76.

Les propriétés physiques et mécaniques des remplissages d'argile, tel que poids volumique sec, résistance en compression uniaxiale, modules d'élasticité statique et dynamique, ont augmenté considérablement après les injections. Le poids volumique sec moyen des échantillons testés était de 12,6 kN/m<sup>3</sup>, ce qui est près de 15 pour cent plus élevé que la valeur avant injection. La valeur moyenne de la résistance en compression uniaxiale des spécimens injectés atteignait 2,12 MPa. La résistance au cisaillement non drainé des remplissages d'argile était passé de zéro à son état naturel à une valeur moyenne de 1,47 MPa après injection. Le module d'élasticité

Table 6.10.  
Results of water pressure tests and comparison with design criteria

Design criterion (Lugeon)	Location	Number of holes	Lugeon value					Summation of sections (summation frequency) %	
			Number of sections	≤ 0.01	≤ 0.10	≤ 0.50	≤ 1.0		> 1.0
0.5	River bed	9	127	102(80.3)	125(98.4)	127(100)	127(100)		
	EI.640LA	12	156	107(63.8)	154(98.7)	156(100)	156(100)		
	EI.640RA	6	93	32(34.4)	79(84.9)	92(98.9)	93(100)		
	EI.680LA	9	67	49(73.1)	64(95.5)	67(100)	67(100)		
	EI.670RA	2	14	3(21.4)	13(92.9)	14(100)	14(100)		
	EI.700RA	7	36	7(19.4)	33(91.7)	34(94.4)	36(100)		
	Sum	45	493	300(60.9)	468(94.9)	490(99.4)	493(100)		
1.0	EI.640LB	4	39	29(74.4)	39(100)	39(100)	39(100)		
	EI.640RB	6	49	21(42.9)	45(91.8)	47(95.9)	48(98.0)	1(2.07)	
	EI.680LB	10	80	64(80.0)	74(92.5)	79(98.8)	80(100)		
	EI.670RB	5	35	13(37.1)	33(94.3)	35(100)	35(100)		
	EI.700RB	14	82	12(14.6)	68(82.9)	80(97.6)	81(98.8)	1(1.2)	
	EI.717LB	12	92	24(26.1)	81(88.0)	92(100)	92(100)		
	EI.737RB	23	182	63(34.6)	142(78.0)	169(92.9)	177(97.3)	5(2.7)	
	EI.765LB	15	145	60(41.4)	83(57.2)	121(84.3)	138(95.2)	7(4.8)	
	EI.765RB	11	64	6(9.4)	25(39.1)	49(76.6)	54(84.4)	10(15.6)	
Sum	100	768	292(38.0)	590(76.8)	711(92.6)	744(96.9)	24(3.1)		

LA: Left abutment, RA: Right abutment, LB: Left bank, RB: Right bank

*Mechanical properties of clay fillings after high pressure grouting.* In order to further investigate grouting effectiveness and injection mechanism of karstic caves filled with soft clay, some specimens were taken out from caves along the trace of the grout curtain. All specimens were examined in detail and the results showed that the clayey fillings were impregnated by considerable quantities of cement grout distributed randomly extending in both longitudinal and transverse directions, as shown in Fig. 6.29. The ratio of the volume of cement grout to the total volume of the mixture ranged from 0.38 to 0.76.

The physical and mechanical properties of clay fillings, such as dry density, unconfined compressive strength, static and dynamic modulus of elasticity, increased considerably after grouting. The average dry density of samples tested was 12.6 kN/m<sup>3</sup>, which is nearly 15 percent higher than the value before grouting. The average value of unconfined compressive strength of grouted specimens reached 2.12 MPa. The undrained shearing resistance of clay fillings (cohesion) was changed from zero at its natural state to an average value of 1.47 MPa after grouting. The static moduli of elasticity of grouted specimens ranged from 1900 MPa to 3600 MPa.

statique des spécimens injectés variait entre 1900 MPa et 3600 MPa. Ceci signifie qu'après les injections sous pressions élevées, les remplissages d'argile dans les cavités ne sont plus vraiment des matériaux argileux.

#### **6.6.5. Suivi de l'écoulement et des pressions de soulèvement après la mise en eau**

Le remplissage du réservoir a débuté en 1979. Le niveau d'eau a atteint en 1982 la cote 760,15 m qui est 0,75 m plus élevée que le niveau d'eau normal de conception. Un débit d'écoulement relativement élevé à travers la fondation fut observé cette année-là, soit un débit total de 32,06 m<sup>3</sup>/j. Il était composé des débits partiels suivants: 5,01 m<sup>3</sup>/j des trous de drainage derrière le rideau d'injection au pied de la centrale, 8,35 m<sup>3</sup>/j des galeries de drainage dans la fondation, 15,59 m<sup>3</sup>/j et 2,11 m<sup>3</sup>/j à travers les appuis droit et gauche respectivement. Cependant l'écoulement mesuré est plutôt faible par rapport à la dimension du réservoir et indique la bonne qualité et l'efficacité des injections de ciment sous pressions élevées et des autres mesures adoptées pour le traitement de la fondation karstique du projet hydroélectrique Wujiangdu.

Comme résultat des injections de coulis sous pressions élevées, les pressions de soulèvement mesurées entre le rideau d'injection amont au pied du barrage et le rideau aval au pied de la centrale, étaient partout inférieures au niveau d'eau du pied aval.

#### **6.6.6. Leçons retenues**

Les injections de coulis de ciment sous pressions élevées se sont avérées être une mesure efficace dans le traitement des fondations karstiques renfermant des cavités remplies d'argile. Le coulis de ciment a rempli les fractures développées dans le roc et a réduit la perméabilité. De plus, sous la pression élevée des injections, il s'est produit une fracture hydraulique qui a permis au coulis de ciment de s'insérer dans les remplissages d'argile en place pour former une matrice de lentilles de ciment dans l'argile. La structure de l'argile a alors été complètement modifiée et sa résistance à l'érosion a été grandement améliorée. Aussi les propriétés physiques et mécaniques du matériau de remplissage ont été améliorées par ce processus.



This means that after high pressure grouting the clay fillings in karstic caves are no longer "clay".

#### **6.6.5. Monitoring of seepage and uplift pressures after impounding**

The reservoir has been impounded since 1979. The water level reached 760.15 m in 1982 which is 0.75 m higher than the design normal water level. Seepage loss through the foundation was observed that year with a total volume of 32.06 m<sup>3</sup>/d. It was composed of the following partial flow rates: 5.01 m<sup>3</sup>/d from drainage holes behind the grout curtain at the toe of the powerhouse, 8.35 m<sup>3</sup>/d from the drainage galleries in the foundation, 15.59 m<sup>3</sup>/d and 2.11 m<sup>3</sup>/d from bypasses through the right and left abutments respectively. This measured seepage is quite small in relation to the size of the reservoir and indicates the effectiveness of high pressure cement grouting and other measures adopted in the treatment of the karstic foundation of the Wujiangdu hydropower project.

As a result of high pressure grouting, the measured uplift pressures between the upstream grout curtain at the heel of the dam and the downstream curtain at the toe of the powerhouse were everywhere less than the tailwater level.

#### **6.6.6. Lessons learned**

High pressure cement grouting has proven to be an efficient measure in the treatment of karstic foundations with clay-filled cavities. The cement grout seals the fractures developed in the rock and reduces permeability. In addition, under the high grouting pressure, hydraulic fracturing takes place and cement grout is able to intrude into the clay fillings to form a matrix of cement lenses in the clay. The structure of the clay is thus completely altered and its erosion resistance is increased significantly. Also the other physical and mechanical properties are improved by this process.

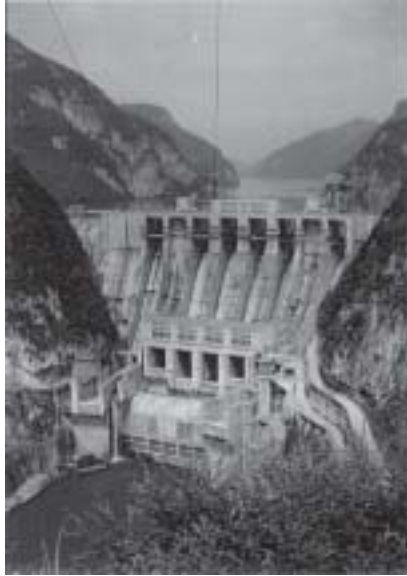


Fig. 6.24.  
Wujiangdu dam: View from downstream  
*Barrage de Wujiangdu : Vue de l'aval*

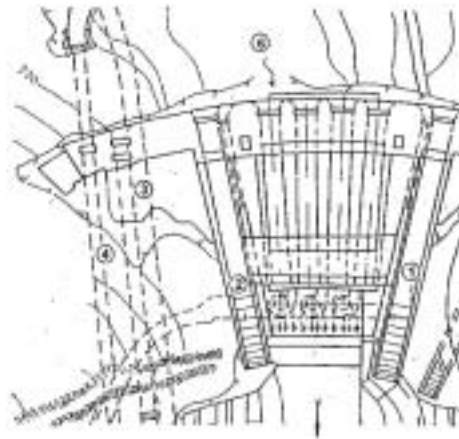


Fig. 6.25.  
General layout of works  
*Agencement général des travaux*

- 1) Left ski jump chute
- 2) Right ski jump chute
- 3) Diversion tunnel
- 4) Right spillway tunnel
- 5) Left spillway tunnel
- 6) Wujiang River
- 7) Ship lift

- 1) Saut de ski gauche
- 2) Saut de ski droit
- 3) Galerie de dérivation
- 4) Galerie d'évacuation droite
- 5) Galerie d'évacuation gauche
- 6) Rivière Wujiang
- 7) Écluse à bateau

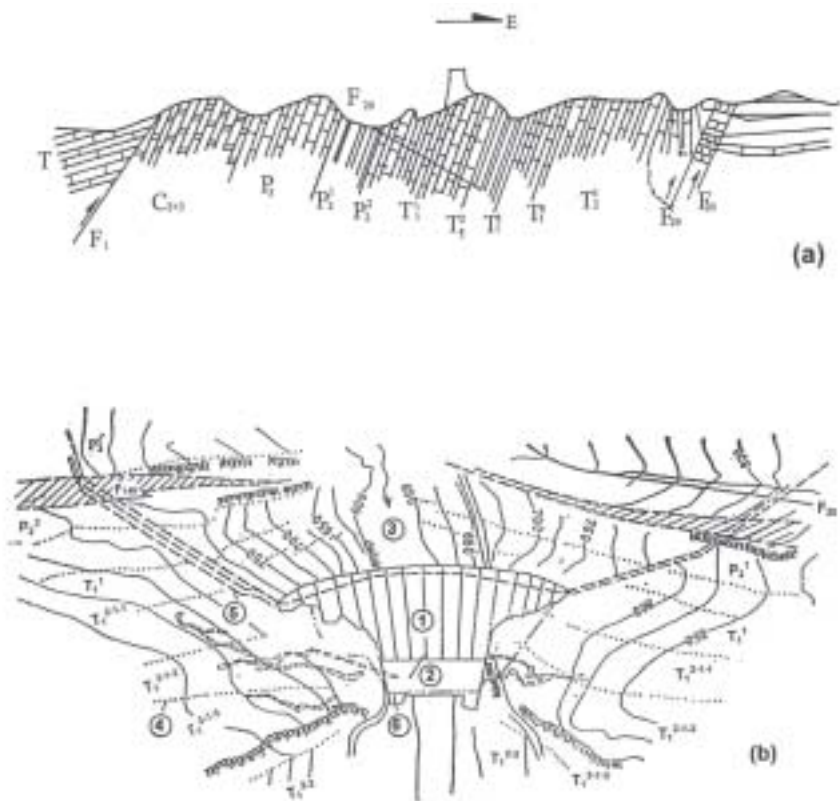


Fig. 6.26.  
Layout of grout curtain  
*Agencement du rideau d'injection*

- 1) Dam
- 2) Powerhouse
- 3) Wujiang River
- 4) Interface of rock stratum
- 5) Line of upstream curtain
- 6) Line of downstream curtain

- 1) Barrage
- 2) Centrale hydroélectrique
- 3) Rivière Wujiang
- 4) Interface au rocher
- 5) Axe du rideau amont
- 6) Axe du rideau aval

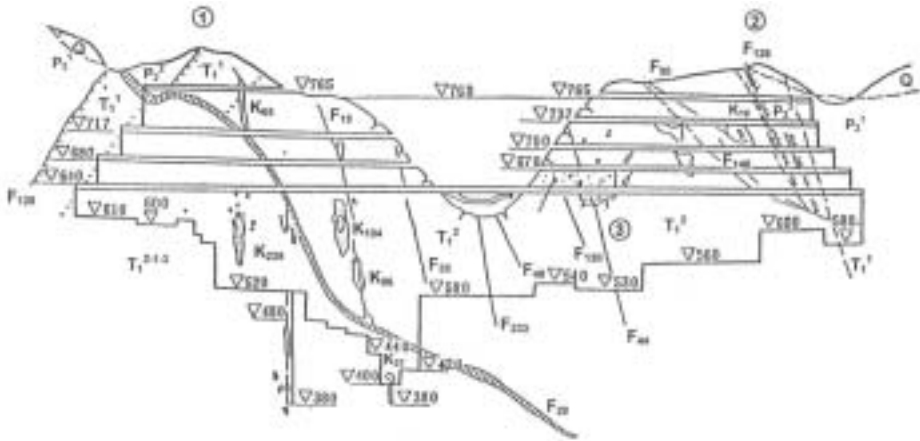


Fig. 6.27.  
 Longitudinal section through grout curtain  
*Profil longitudinal le long du rideau d'injection*

- |                |                  |
|----------------|------------------|
| 1) Left bank   | 1) Rive gauche   |
| 2) Right bank  | 2) Rive droite   |
| 3) Cutoff wall | 3) Paroi étanche |

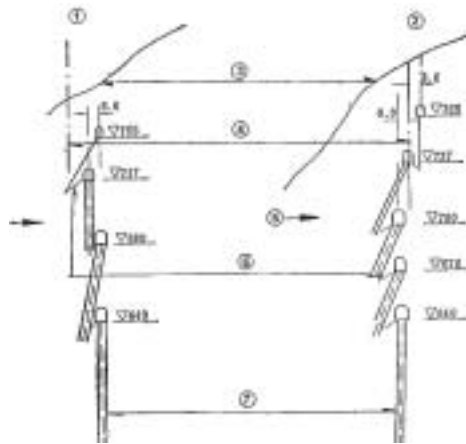


Fig. 6.28.  
 Overlap joints of curtain between grouting galleries  
*Recouvrement du rideau entre les galeries d'injection*

- |                             |                                            |
|-----------------------------|--------------------------------------------|
| 1) Left bank                | 1) Rive gauche                             |
| 2) Right bank               | 2) Rive droite                             |
| 3) Original ground surface  | 3) Profil du terrain original              |
| 4) Dam axis                 | 4) Axe du barrage                          |
| 5) Flow direction           | 5) Direction de l'écoulement               |
| 6) Grouting in shallow hole | 6) Injection dans les forages peu profonds |
| 7) Grout curtain            | 7) Rideau d'injection                      |



Fig. 6.29.  
Distribution of set grout intrusions in treated clay specimens  
*Distribution du coulis dans des échantillons d'argile*

## **6.7. BARRAGE LA CANTONIERA : FONDATIONS RENFORCÉES PAR ANCRAGES**

### **6.7.1. Introduction**

Le barrage La Cantoniera est situé sur la rivière Tirso en Sardaigne, Italie; il emmagasine les eaux d'un bassin versant d'une superficie de 2 095 km<sup>2</sup> dans un réservoir de 820 x 10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>. Le réservoir assure l'irrigation de la plaine d'Oristano, de même que l'alimentation en eau potable, la production d'énergie et le contrôle des crues. Le barrage est de type à contreforts comprenant 38 blocs indépendants. Ceux-ci ont 15 m de largeur aux deux extrémités, mais leur dimension est réduite à 11 m dans la partie centrale, ce qui crée un vide de 4 m de largeur entre les blocs adjacents. Le barrage a 100 m de hauteur avec des fruits de 0,6 pour la face aval et entre 0,18 et 0,24 pour le côté amont. La longueur en crête est de 600 m (Figs. 6.30 à 6.33).

L'évacuateur comprend six vannes automatiques à bascule de 12,0 x 5,5 m installées dans les blocs du centre. Il y a de plus deux pertuis de fond de 4,2 m de diamètre situés à côté du coursier du déversoir. La capacité totale d'évacuation atteint ainsi 3 535 m<sup>3</sup>/s ce qui permet de contrôler une inondation ayant une période de récurrence de deux milles ans et un débit de pointe de 6 660 m<sup>3</sup>/s.

### **6.7.2. Conditions géologiques**

La fondation du barrage est constituée de roches métamorphiques appartenant au socle cristallin paléozoïque; ces roches sont caractérisées par une schistosité plus ou moins prononcée, gneiss et micaschistes. Cette formation a subi d'abondantes intrusions de matériaux granitiques et en moindre quantité, de veines de porphyre et de quartz. Ces divers types de roc se présentent sous forme de masses irrégulières de dimensions comprises entre un et des dizaines de mètres. La schistosité est la particularité dominante; elle plonge avec un pendage de 45° à 90° vers l'amont.

Des discontinuités majeures traversent le massif rocheux et sont responsables d'un réseau dense de joints secondaires bien fermés et peu persistants. Les discontinuités sont caractérisées par des zones de matériaux sablonneux à silteux, quelquefois argileux, d'une épaisseur centimétrique à décimétrique; elles sont généralement sub-verticales et ondulantes dans les directions parallèle et perpendiculaire à l'axe du réservoir.

Tous les types de roc rencontrés sont plus ou moins altérés suite à l'altération chimique ou minéralogique d'origine météorique ou hydrothermique. Le degré d'altération est plus prononcé le long des failles majeures et ne décroît pas sensiblement en profondeur.

### **6.7.3. Essais géotechniques in situ**

L'excavation de la fondation a permis de constater que la qualité du massif rocheux était moins favorable que ce qui avait été interprété à partir des

## **6.7. LA CANTONIERA DAM: FOUNDATION STRENGTHENING BY ANCHORS**

### **6.7.1. Introduction**

La Cantoniera dam on the Tirso river in Sardinia, Italy, stores the waters of a 2095 km<sup>2</sup> catchment area in a 820x10<sup>6</sup> m<sup>3</sup> reservoir for securing the irrigation of the Oristano Plain, but also for potable water supply, energy production, and flood control purposes. The dam is of the buttress type consisting of 38 independent blocks. These are 15 m wide at both ends but reduce to 11 m in the central part, creating a void of 4 m width between adjacent blocks. The dam is 100 m high with batters of 0.6 for the downstream face and between 0.18 and 0.24 for the upstream side. The crest length is 600 m (see Figs. 6.30 to 6.33).

The spillway consists of six automatic tilting gates 12.00x5.50 m installed on the central blocks. In addition, there are two bottom outlets with a diameter of 4.20 m located beside the spillway chute. The total discharge capacity amounts thus to 3535 m<sup>3</sup>/s which allows to control a two-thousand year flood with a peak discharge of 6660 m<sup>3</sup>/s.

### **6.7.2. Geological setting**

The dam foundation consists of metamorphic rocks belonging to the Paleozoic crystalline base with a more or less pronounced schistosity (mostly gneiss and mica-schists). This formation was abundantly intruded by granite material and, to a lesser extent, by porphyry and quartz veins. The various rock types appear as irregular bodies with dimensions between one and tens of meters. The schistosity is the ruling structural feature and dips sharply upstream between 45 and 90°.

Major discontinuities traverse the rock mass and imprint a dense network of secondary well-closed joints of low persistence. The discontinuities are characterized by zones of sandy to silty, sometimes clayey, materials with a thickness of centimeters to decimeters. They are generally subvertical with a wavy trend in directions parallel or perpendicular to the dam axis.

All rock types encountered are more or less weathered due to chemical and/or mineralogical alteration of either meteoric or hydrothermal origin. The degree of weathering is more pronounced along the major faults and does not notably decrease with depth.

### **6.7.3. Geotechnical in situ tests**

Foundation excavation disclosed that the rock mass quality was less favorable than originally anticipated from preliminary field investigations, especially with

investigations préliminaires du site, surtout en ce qui a trait aux discontinuités dont les caractéristiques étaient difficiles à prévoir en se basant uniquement sur les forages. Il a donc été décidé d'entreprendre une série d'investigations et d'essais in situ pour vérifier et valider les paramètres géotechniques retenus pour la conception de la fondation.

Deux essais entre autres servant à mesurer la résistance au glissement des blocs de béton coulés sur la surface du roc avaient un intérêt particulier ainsi que quatre essais de cisaillement direct. Ceux-ci ont été effectués de façon conventionnelle sur des échantillons de roc non confinés latéralement et orientés de façon à ce que la surface de rupture prédéterminée soit représentative; le tout en vue d'évaluer le facteur de sécurité de la fondation du barrage contre le glissement.

Dans les deux cas, les dimensions de la surface de rupture de 1,0 x 1,5 m ont été choisies de telle sorte que les résultats des essais pouvaient être considérés représentatifs; ceci tenant compte des variations lithologiques et des discontinuités. Pour ces essais, seuls les types de roc présentant les caractéristiques les plus défavorables par rapport aux traits structuraux et à la résistance à l'altération ont été retenus. Dans ces conditions, les essais sur blocs bétonnés ont abouti à des ruptures situées juste en dessous de l'interface roc/béton.

Aucun des essais n'a présenté un caractère cassant, mais un comportement fortement dilatant a pu être observé sur une zone d'environ un décimètre d'épaisseur. À l'intérieur de cette zone, le dépassement de la résistance au cisaillement a abouti à un déplacement progressif et à une rotation des éléments de roc intacts (d'une taille décimétrique) limités par des surfaces de discontinuités mineures qui avait été identifiées dans la condition sans contrainte. À la contrainte ultime, le glissement a atteint environ 10 mm.

Les résultats ont permis de faire une prévision prudente concernant la résistance au cisaillement du massif rocheux représentée par une enveloppe de rupture en ligne droite dans un diagramme  $\tau/\sigma$  avec  $c' = 310$  kPa et  $\phi' = 30^\circ$ . Ces essais ont aussi permis de déterminer le module de déformation verticale des échantillons de roc, entre 500 et 3000 MPa.

#### **6.7.4. Traitement pour améliorer la résistance du roc de fondation**

La mise à jour des paramètres de résistance au cisaillement du massif rocheux par rapport aux valeurs précédemment retenues ainsi que l'application des nouvelles règles de sécurité ont conduit à analyser de nouveau la stabilité du barrage contre le glissement et les conditions de contraintes dominantes dans la fondation. En considérant un coefficient de sécurité minimum de 2,0, l'analyse a révélé une déficience quant à la résistance au glissement à une profondeur d'environ 15 m pour les blocs les plus hauts et progressivement moindre pour les plus bas.

En parallèle, une analyse par éléments finis des conditions de contrainte dans le roc de fondation a mis en évidence la possibilité que la limite élastique soit dépassée (i.e. le développement de zones plastiques) sur de grandes surfaces à faible profondeur, surtout à proximité du pied aval du barrage. Cette étude a révélé des



respect to the discontinuities whose characteristics were difficult to predict from drillholes only. It was therefore decided to perform a series of investigations and tests in situ, to check the validity of the geotechnical parameters of the foundation assumed for the design.

Among others, two tests for sliding resistance of concrete blocks cast on the rock surface were of particular importance as well as four conventional direct shear tests with laterally unconfined rock samples that were oriented in such a way that the predetermined failure surface was representative for evaluating the safety of the dam foundation against sliding.

In both cases, the dimensions of the failure surface (1.0x1.5m) were chosen such that the test results could be considered representative taking into account the pattern of rock types and discontinuities. For these tests, only rock types presenting the most unfavorable conditions with respect to structure and weathering resistance were considered. Under these conditions, the tests with concreted blocks produced failure just below the interface rock-concrete.

None of the tests exhibited a brittle character but strong dilative behavior could be observed to develop over a zone of about one decimeter in thickness. Within this zone, exceeding of the shear strength produced progressive displacement and rotation of intact rock elements (with sizes in the decimeter range) bounded by surfaces of minor discontinuities which had been identified in the unstrained condition. At peak stress, the sliding reached around 10 mm.

The results allowed to establish a cautious forecast of the shear strength of the rock mass represented by a straight-line failure envelope in a  $\tau/\sigma$  diagram with  $c'=310$  kPa and  $\phi'=30^\circ$ . These tests also allowed to determine the vertical deformation modulus of the rock samples. The values were found to lie between 500 and 3000 MPa.

#### **6.7.4. Treatment for improving the strength of the foundation rock**

Updating of the shear strength parameters of the rock mass with respect to the previous values considered, and as well the application of new safety regulations led to a re-analysis of the overall stability of the dam against sliding and of the stress conditions prevailing in the foundation. Considering a minimum safety factor of 2.0, the analysis revealed a deficiency in sliding resistance down to a depth of approximately 15 m for the higher blocks and progressively less for the lower ones.

In parallel, a finite element analysis of the stress conditions in the foundation rock indicated the possibility of exceeding the elastic limit (i.e. the development of plastic zones) in extended areas of shallow depth of the foundation, especially close to the downstream dam foot. This study disclosed zones with safety factors notably

zones ayant des coefficients de sécurité en dessous de 1,5 par rapport à la limite élastique, 1,5 étant considérée comme la valeur acceptable la plus basse.

Parmi les différentes solutions disponibles pour renforcer les zones faibles et assurer des coefficients de sécurité acceptables, la plus recommandée semblait consister en un léger agrandissement de la superficie de la fondation vers l'amont. Ceci pouvait être accompli en augmentant le fruit amont et en renforçant le roc au moyen d'ancrages passifs (goujons), voir Figs. 6.32 à 6.34.

La conception du renforcement (emplacement, longueur, inclinaison et densité de renforcement) était fonction des coefficients de sécurité indiqués ci-dessus. La densité maximale de renforcement a été déterminée séparément pour chaque secteur au moyen d'une analyse par éléments finis dans la gamme élasto-plastique et aussi en tenant compte des caractéristiques du coulis de scellement. Les calculs ont été ensuite vérifiés par des essais in situ sur des blocs de béton ancrés au roc et aussi avec une analyse détaillée en trois dimensions.

Dans la zone la plus critique de l'interface béton/roc, soit les 6 m supérieurs de la fondation, la densité moyenne des ancrages composés de deux barres Gewi, dia. 44 mm, était d'une barre par 2 m<sup>2</sup>, ce qui correspond à une augmentation de la résistance au cisaillement d'environ 600 kPa. Les barres étaient généralement inclinées légèrement vers l'amont selon un angle de 10 à 25° de la verticale. Pour chaque ancrage, un trou de 200 mm et de 6 à 24 m de profondeur a été foré puis injecté à une pression de 4 à 5 bars avec un mélange de coulis ayant un rapport eau-ciment de 1:1. Trois jours plus tard, les trous d'ancrage ont été reforés et les barres d'acier installées.

Chaque ancrage (constitué de 2 barres) a été prolongé jusqu'au niveau du béton de base du barrage et s'est terminé par un panier de renforcement visant à distribuer les efforts. Des entretoises ont servi à maintenir une séparation minimale de 5 cm entre les barres pour assurer un recouvrement de mortier adéquat et ont ainsi contribué à renforcer le panier.

Le mortier était un mélange de ciment pouzzolanique et de sable (dans les proportions de 970 kg/m<sup>3</sup> et 1050 kg/m<sup>3</sup> respectivement) avec un rapport eau/ciment de 0,32-0,35:1. Un agent réducteur d'eau et expansif a été utilisé avec un taux de 50 kg/m<sup>3</sup> dans le but d'améliorer les propriétés mécaniques et hydrauliques (perméabilité) du mélange et de minimiser le retrait. Les essais effectués après 28 jours ont montré que les résistances en compression et en tension avaient augmenté au-dessus de 90 et 10 MPa respectivement.

Un total de 10 500 ancrages a été utilisé sur une superficie de 28 400 m<sup>2</sup>. Ils étaient divisés en quatre groupes de profondeurs différentes, soit 6, 12, 18 et 24 m. Le nombre d'ancrages dans chaque groupe était de 3 900, 3 600, 2 400 et 600 respectivement, pour une longueur cumulative excédant 124 000 m. Des ancrages de contrôle d'une longueur totale de 1 700 m ont aussi été mis en œuvre selon la même méthode pour vérifier le comportement du système de renforcement à long terme. Egger (2001) a présenté une description tout à fait compréhensive de la conception et de l'analyse des travaux de boulonnage du rocher.

below 1.5 with respect to the elastic limit, 1.5 being considered as the lowest acceptable value.

Among the different alternatives available for improving the weak zones and securing acceptable safety factors, the most advisable one appeared to consist of a slight enlargement of the foundation surface towards upstream. This could be achieved by increasing the upstream batter in combination with a strengthening of the rock by cold-drawn passive anchors (rock nails), see Figs. 6.32 to 6.34.

Design of reinforcement (location, length, inclination and reinforcing density) was ruled by the safety factors indicated above. The maximum reinforcement density was determined separately for each area with a detailed finite element analysis in the elasto-plastic range and by also taking into consideration the characteristics of the sealing mortar. The computation was then checked by in situ tests with concrete blocks anchored into the rock and also with a detailed 3D analysis.

In the most critical zone of the concrete-rock interface, i.e. the upper 6 m of the foundation, the average density of the anchors (consisting of two Gewi bars,  $\varnothing$  44 mm) was one for every 2 m<sup>2</sup>, which corresponds to an increase in shear strength of about 600 kPa. The bars were generally slightly inclined towards upstream (with an angle of 10 to 25° from the vertical). For each anchor a 200 mm drillhole was prepared with a depth varying between 6 and 24 m. It was grouted under a pressure reaching 4 to 5 bars with a cement grout mix having a water-cement factor of unity. Three days later the anchor holes were re-drilled and the steel bars installed.

Each pair of bars composing an anchor was extended into the concrete of the dam base and terminated by a reinforcing basket aiming at distributing the stresses. Distance stirrups maintained a minimum spacing of 5 cm of the bars to ensure proper coating by the mortar and contributed also to cross-brace the basket.

The coating mortar was a mix of pozzolanic cement and sand (in proportion of 970 and 1050 kg/m<sup>3</sup> respectively of the mix) and a w/c ratio of 0.32-0.35. A water reducing and expanding additive was used at a rate of 50 kg/m<sup>3</sup> with the purpose to improve the mechanical and hydraulic (permeability) properties of the mix and to minimize shrinkage. The tests performed after 28 days showed improved compressive and tensile strengths above 90 and 10 MPa respectively.

In total, 10,500 anchors were used over a surface of 28 400 m<sup>2</sup>. They were divided into four groups of different depths, namely 6, 12, 18 and 24 m. The numbers of anchors in each group were: 3900, 3600, 2400 and 600 pieces respectively, giving a total length exceeding 124 000 m. Control anchors with a total length of 1700 m were also placed with the same method to check the behavior of the reinforcing system with time. Egger (2001) presented a fairly comprehensive description of the design and analysis of the rock nailing works.

### **6.7.5. Leçons tirées**

Les nombreuses investigations et les essais effectués pendant l'étape de conception n'ont pas été suffisants pour concevoir un modèle réaliste satisfaisant de la fondation du barrage. Les investigations complémentaires effectuées pendant l'étape d'excavation ont révélé des propriétés du roc moins favorables que celles présumées, ce qui a conduit à des coûts supplémentaires atteignant 30 % du coût estimé initialement. Ceci n'a cependant pas compromis la rentabilité du projet qui constitue une nécessité fondamentale pour la Sardaigne.

### 6.7.5. Lessons learned

The numerous investigations and tests performed during the design stage were not sufficient to adequately define a realistic geomechanical model of the dam foundation. Complementary investigations performed during the excavation stage disclosed rock properties less favorable than assumed which led to incur additional expenses reaching 30% of the initial cost estimate. This did, however, not compromise the economy of the project which represents a fundamental necessity for Sardinia.

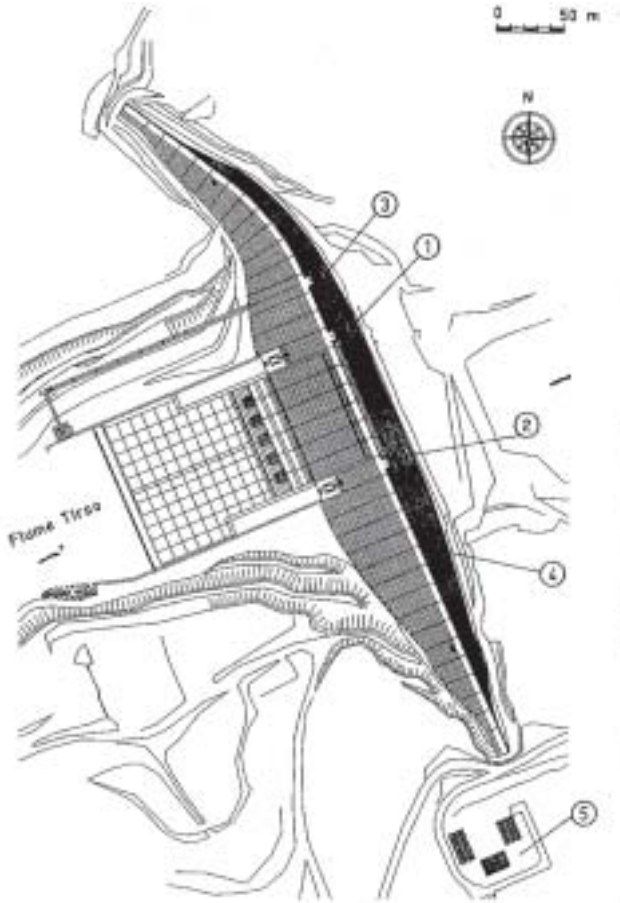


Fig. 6.30.  
La Cantoniera dam: General layout  
*Barrage La Cantoniera : Plan général*

- 1) Bottom outlet on right hand side
- 2) Bottom outlet on left hand side
- 3) Irrigation intake
- 4) Power plant intake
- 5) Guard house/gate control room/control room

- 1) Vidange de fond à droite
- 2) Vidange de fond à gauche
- 3) Prise d'eau pour irrigation
- 4) Prise d'eau pour la centrale
- 5) Maison du gardien/cabine de contrôle de commande/ cabine de contrôle

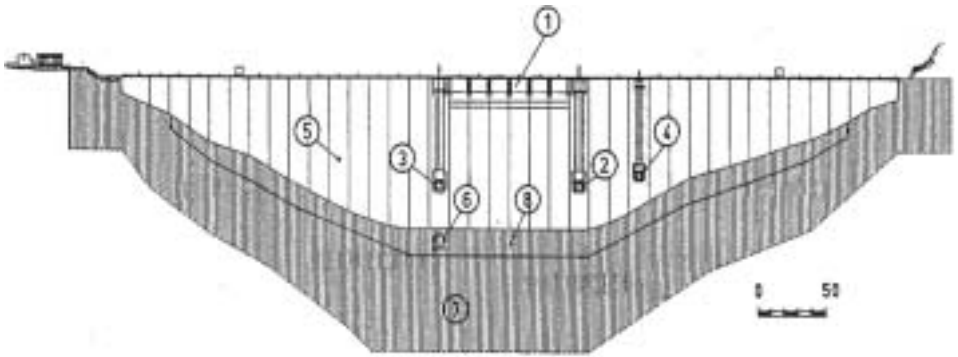


Fig. 6.31.  
 La Cantoniera Dam : Upstream view  
 Barrage La Cantoniera : Vue amont

- 1) Spillway with six tilting crest gates, 12 x 5.5 m
- 2) Bottom outlet on right hand side
- 3) Bottom outlet on left hand side
- 4) Irrigation intake
- 5) Power plant intake
- 6) Diversion tunnel
- 7) Grout curtain
- 8) Rock bolts

- 1) Évacuateur de crue avec six vannes de surface à clapet, 12 x 5,5 m
- 2) Vidange de fond à droite
- 3) Vidange de fond à gauche
- 4) Prise d'eau pour irrigation
- 5) Prise d'eau pour la centrale
- 6) Dérivation provisoire
- 7) Rideau d'injection
- 8) Boulons

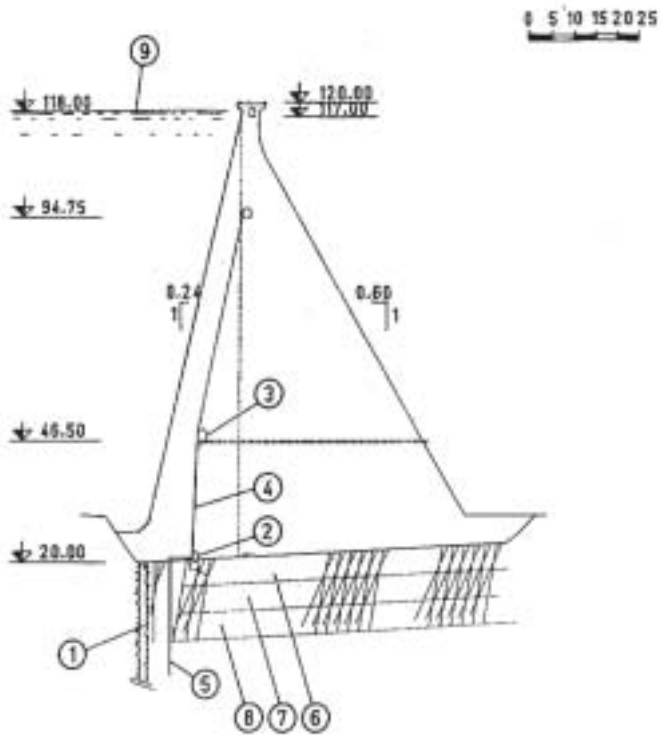


Fig. 6.32.

La Cantoniera Dam : Maximum cross section, Non-overflow block  
 Barrage La Cantoniera : Profil en travers, bloc non déversant

- 1) Upstream grout curtain
- 2) Inspection gallery in foundation
- 3) Mid level inspection gallery
- 4) Drainage hole
- 5) Pressure relief pipes
- 6) 7) 8) Rock bolting
- 9) Retention water level

- 1) Rideau d'injection amont
- 2) Galerie d'inspection en fondation
- 3) Galerie d'inspection à mi-hauteur
- 4) Trou de drainage
- 5) Drains de décompression
- 6) 7) 8) Boulonnage
- 9) Niveau normal de retenue

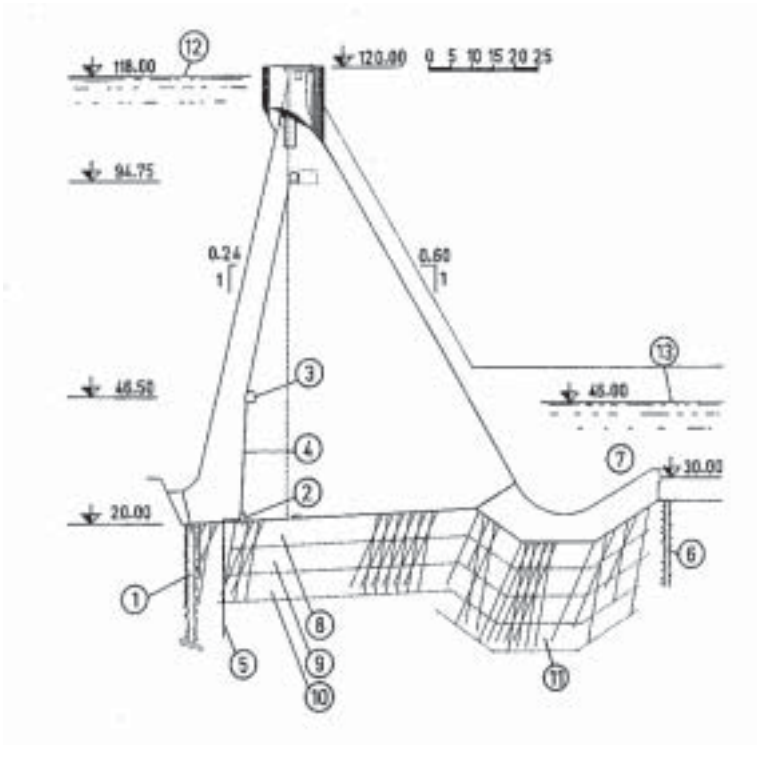


Fig. 6.33.  
 La Cantoniera Dam : Maximum cross section, Overflow block  
*Barrage La Cantoniera : Profil en travers, bloc déversant*

- |                                     |                                      |
|-------------------------------------|--------------------------------------|
| 1) Upstream grout curtain           | 1) Rideau d'injection amont          |
| 2) Inspection gallery in foundation | 2) Galerie d'inspection en fondation |
| 3) Mid-level inspection gallery     | 3) Galerie d'inspection à mi-hauteur |
| 4) Drainage hole                    | 4) Trou de drainage                  |
| 5) Pressure relief pipes            | 5) Drains de décompression           |
| 6) Downstream grout curtain         | 6) Rideau d'injection aval           |
| 7) Plunge pool                      | 7) Bassin de dissipation             |
| 8) 9) 10) 11) Rock bolting          | 8) 9) 10) 11) Boulonnage             |
| 12) Retention water level           | 12) Niveau normal de retenue         |
| 13) Tailwater level                 | 13) Niveau aval                      |



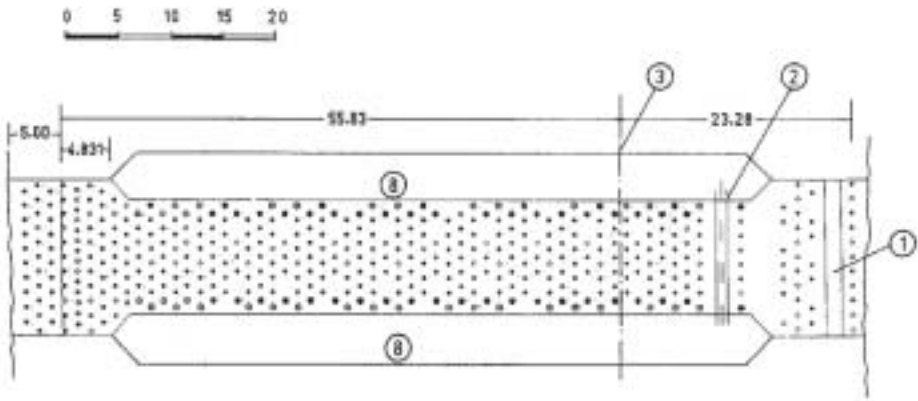


Fig. 6.34.

La Cantoniera Dam : typical block plan (non-overflow section)  
 Barrage La Cantoniera : Plan du bloc type (section non déversante)

- |                                                   |                                                |
|---------------------------------------------------|------------------------------------------------|
| 1) Upstream grout curtain                         | 1) Rideau d'injection amont                    |
| 2) Lower inspection gallery                       | 2) Galerie d'inspection inférieure             |
| 3) Axis of dam                                    | 3) Axe du barrage                              |
| 4) 6 m rock bolts                                 | 4) Boulons de 6 m                              |
| 5) 12 m rock bolts                                | 5) Boulons de 12 m                             |
| 6) 18 m rock bolts                                | 6) Boulons de 18 m                             |
| 7) Rock bolts sloping towards void between blocks | 7) Boulons inclinés vers les vides entre blocs |
| 8) Voids between blocks                           | 8) Vides entre blocs                           |

## **6.8. BARRAGE THEODORE ROOSEVELT : MODIFICATION DE FONDATION ET CONSOLIDATION**

### **6.8.1. Introduction**

Le barrage Theodore Roosevelt a été construit entre 1903 et 1911 dans un canyon étroit sur le cours supérieur de la rivière Salt au nord-est de Phoenix, Arizona, États-Unis. Il est reconnu par le Congrès américain comme un lieu historique national. La conception a été réalisée par le Bureau of Reclamation du U.S. Department of the Interior qui a retenu un barrage voûte en maçonnerie, de 85,3 m de haut, tel que montré à la Fig. 6.35. Le barrage est du type gravité, formant une voûte de rayon constant de 125 m ayant une longueur en crête de 220,4 m. L'ouvrage forme le réservoir lac Roosevelt, le plus grand des quatre réservoirs sur la rivière Salt, avec une capacité de plus de  $1,6 \times 10^9$  m<sup>3</sup>. L'aménagement a pour fonction le contrôle des inondations, l'alimentation en eau pour la municipalité de Phoenix, l'irrigation et la production hydroélectrique pour le centre de l'Arizona.

En 1984, après des études approfondies, le Congrès a approuvé des modifications pour améliorer la sécurité du barrage et le contrôle des crues. Les modifications ont surélevé le barrage de 23,5 m grâce à un rehaussement en béton sur le barrage existant (voir la Fig. 6.36). De nouvelles butées et de nouveaux déversoirs ont été construits de même qu'une nouvelle conduite forcée ainsi que des ouvrages de restitution. La plupart des travaux se sont terminés en 1995.

Ce cas illustre comment les investigations, la conception et les méthodes de construction mises de l'avant dans le cadre de modifications d'un projet existant contrastent grandement avec celles utilisées lors de la construction originale. Il est vrai que l'ingénierie des fondations des barrages et la mécanique des roches ont considérablement évolué depuis les 90 dernières années. Par contre, cela ne remet pas en doute la pertinence des méthodes originales utilisées. Même si la conception originale était tout de même avant-gardiste pour l'époque, produisant un des plus imposants ouvrages en maçonnerie au monde, le tout a été fait suivant de hauts standards de jugement et de soins professionnels. En fait, le succès de ce projet a été le point tournant du développement de l'Arizona centrale.

### **6.8.2. Investigation des fondations**

Les sections transversales du lit de la rivière ont été définies à l'aide de 31 forages effectués avant la construction originale (Davis, 1903). Le but premier des forages était de déterminer la profondeur d'alluvions dans le lit de la rivière. L'évaluation des fondations faite à l'époque était essentiellement qualitative. On a constaté que les fondations et les appuis étaient formés de grès dur à grains fins jugé compétent. Deux cubes de roche, d'un type inconnu, de 51 mm de côté, ont été testés au U.S. Navy Yard à Washington, D.C. Des résistances à la compression de 103 et 172 MPa ont été obtenues et jugées plus que suffisantes pour résister aux pressions anticipées par les concepteurs. On a remarqué que les strates de la formation sédimentaire plongeaient à l'amont à un angle d'environ 30° avec l'horizontale, condition considérée très favorable à la stabilité du barrage, car les implications concernant sa rencontre avec la surface du terrain n'étaient pas connues à l'époque.

## **6.8. THEODORE ROOSEVELT DAM: FOUNDATION MODIFICATION AND STRENGTHENING**

### **6.8.1. Introduction**

Theodore Roosevelt Dam was originally constructed between 1903 and 1911 in a narrow canyon of the upper Salt River northeast of Phoenix, Arizona, USA. It is recognized by the U.S. Congress as a National Historic Landmark. The design, performed by the U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, resulted in an arched masonry dam 85.3 m high, as shown in Fig. 6.35. The dam was designed as a gravity section, but arched at a constant radius of 125.0 m, with a crest length of 220.4 m. The structure impounds Roosevelt Lake, the largest of four storage reservoirs on the Salt River, with a capacity of more than  $1.6 \times 10^9$  m<sup>3</sup>. The project provides flood control, municipal and irrigation water, and hydropower for central Arizona.

In 1984, following extensive studies, Congress approved modifications for dam safety, regulatory storage, and flood control requirements. The modifications raised the existing dam 23.5 m by construction of a new concrete overlay on the existing masonry dam (see Fig. 6.36.). New thrust blocks and spillways were constructed, and a lake tap has been built to provide a new power penstock and outlet works. Most of the work was completed by 1995.

This case history contrasts, in order, the original investigation, design, and construction for the dam foundation with those carried out for the modifications. The state-of-the-art in dam foundation engineering and rock mechanics has advanced considerably in the last 90 years. This is not to say that the original work was inadequate. Although the original design was rather daring at the time, resulting in one of the world's largest masonry dams, it was exercised to a high standard of professional care and judgment. Indeed, the successfully operated project has been the cornerstone for development in central Arizona.

### **6.8.2. Foundation investigations**

Cross-sections of the river channel were defined using 31 borings made prior to original construction (Davis, 1903). The primary purpose of the borings was to determine the depth of alluvium in the river channel. The foundation evaluations made at the time were primarily qualitative. It was noted that the foundation and abutments would be formed by "hard, tough fine-grained sandstone" which was considered competent. Two cubes of rock (type unknown), 51 mm on a side, were tested at the U.S. Navy Yard in Washington D.C. Compressive strengths of 103 and 172 MPa indicated to the designers that the rock had more than sufficient strength to resist the applied pressures. It was noted that the strata (bedding) of the sedimentary formation were dipping upstream at an angle of about 30° to the horizontal. This was considered a most favorable condition for the stability of the dam, as the implications of daylighting were not understood at the time.

Par contre, les investigations effectuées pour le rehaussement du barrage ont été beaucoup plus exhaustives. Il était clair qu'il y avait trois unités rocheuses qui affectaient le comportement du barrage, soit (1) un dolomie formant la partie supérieure des appuis, (2) un grès dans la partie inférieure des appuis et des fondations, et (3) un siltstone sous le grès. Le siltstone agit comme une barrière, séparant l'eau du réservoir au-dessus et l'eau plus chaude de source artésienne en dessous. Une faille mineure traverse la fondation, et plusieurs familles de joints sont présentes dans le massif rocheux. A l'occasion, des veines argileuses sont présentes parallèles au litage, recoupant le canyon suivant un pendage vers l'amont de 25 à 30°.

Tous les modes potentiels de rupture des fondations ont été identifiés; un programme d'investigation a été préparé ayant comme objectif d'obtenir les informations géologiques et géotechniques nécessaires pour compléter l'évaluation détaillée de ces modes de rupture. L'information géologique a été reproduite sur des cartes et des sections au fur et à mesure que la campagne progressait. Les blocs instables, dus à la combinaison des joints et des plans de litage, ont été répertoriés. La résistance au cisaillement des plans formant ces blocs est un élément critique pour établir leur stabilité. Par conséquent, un programme d'essais exhaustif a été entrepris afin de déterminer la résistance au cisaillement des joints, des plans de litage et des veines d'argile. Les pressions d'eau dans les appuis et la fondation réduisent la contrainte effective appliquée sur les plans de glissement potentiels. Des études de faisabilité ont démontré que le drainage des fondations était nécessaire. Ce drainage n'avait pas été jugé nécessaire dans la conception originale. Pour tirer le maximum des investigations, des galeries de drainage ont été excavées durant la phase de conception initiale du projet. Les galeries et le rideau de drainage ont permis de vérifier les conditions géologiques souterraines, d'apprécier les effets du système de drainage, de localiser précisément le contact barrage-fondation et finalement de prélever des échantillons et de procéder à certains essais. Des piézomètres et des puits d'observations dans plus de 25 forages ont permis de suivre l'évolution des pressions d'eau avant et après la mise en oeuvre des travaux de drainage. De plus, le niveau de certaines veines d'eau a été suivi. Les mesures ont démontré que le drainage réduisait considérablement les pressions sur la fondation (Hepler & Scott, 1992). Des cartes d'isopression ont été préparées à partir des lectures pour assister la conception. Les propriétés de déformation des fondations affectent la distribution des charges et des contraintes. Le fait de considérer de faibles valeurs pour le module des fondations n'est pas nécessairement une pratique conservatrice. Une fondation rigide peut poser un problème plus sérieux en concentrant la charge et en empêchant l'effet de voûte. Ainsi, des estimations raisonnables du module de fondation étaient nécessaires. Elles ont été développées à partir de corrélations empiriques des données provenant de plus de 50 forages et d'essais de vérin in situ combinés à un vaste programme de tomographie sismique. Un résumé complet des essais de fondations est présenté au tableau 6.11. La Fig. 6.37 montre les caractéristiques principales de la campagne d'investigation et du traitement de fondation du barrage.

In contrast, the foundation investigations for raising the dam were much more extensive. It was clear that there are actually three rock units that affect the foundation behavior, namely: (1) a dolomite unit forming the upper abutments, (2) a sandstone unit forming the lower abutments and foundation, and (3) a siltstone unit underlying the sandstone. The siltstone acts as a flow barrier, separating reservoir water above and warm artesian water below. One minor fault crosses the dam foundation, and several joint sets are present within the rock units. Occasionally clay partings are found parallel to the bedding planes, striking approximately cross canyon and dipping upstream at 25 to 30°.

All potential foundation failure modes were identified, and the investigation program concentrated on obtaining the geologic and geotechnical information necessary to perform detailed evaluations of these failure modes. The geologic information was portrayed on maps and cross sections as it was obtained. Potentially unstable foundation blocks, formed by combinations of joints and bedding planes, were identified. The shear strengths of planes forming these blocks are critical to their stability. Therefore, an extensive testing program was undertaken to determine the shear strength of joints, bedding planes, and clay partings. The water pressures in the abutments and foundation reduce the effective stress on potential sliding planes. Feasibility studies indicated the need for foundation drainage which was not included in the original construction. To maximize the exploratory benefits, drainage adits were constructed during the initial design phase of the project. The adits and drainage curtain made it possible to check the subsurface geological conditions, determine the effects of the drainage system, accurately locate the dam/foundation contact, and conduct sampling and testing from locations within the adits. Piezometers and observation wells in over 25 drill holes were monitored for pre- and post-drainage water pressures. In addition, the elevations of several surface seeps were monitored. The measurements showed the drainage reduced the foundation pressures considerably (Hepler & Scott, 1992). Pressure contour maps were developed from the pressure measurements for design purposes. The foundation deformation properties affect the stress and foundation load distribution. Assuming low values for foundation modulus is not necessarily conservative. A stiff foundation may pose a more serious condition by attracting load and to a certain extent keep arch action from developing. Therefore, reasonable estimates of foundation modulus values were required. These were developed by empirical correlations with index properties from over 50 drill holes, and from large scale in situ jacking tests correlated with an extensive seismic tomography program. A complete summary of the foundation testing for the dam modification is provided in Table 6.11. Figure 6.37 shows significant features of the dam foundation exploration and treatment.

Tableau 6.11.  
Résumé des essais de fondations

Type d'essais	Nombre d'essais
• Résistance en compression uniaxiale/module de carotte	52
• Rigidité des joints en laboratoire	5
• Résistance au cisaillement direct sur les joints, plans de litage, matériaux de faille et veines d'argile (blocs de 51 mm et carottes, de 108 mm)	58
• Essais triaxiaux	56
• Tomographie sismique	6
• Essais de vérin in situ	6

Le barrage original était constitué de blocs de dolomie provenant de l'excavation du déversoir. Puisque le barrage original constitue la base du nouveau barrage, les investigations ont également servi à déterminer les propriétés de la maçonnerie. Des essais au vérin à grande échelle ont été menés dans la maçonnerie afin d'en déterminer la résistance à la déformation. Un panneau de béton témoin a été placé sur la face aval du barrage existant pour déterminer la résistance du lien entre le béton et la maçonnerie. Des échantillons ont été prélevés dans le panneau témoin, et l'interface béton-maçonnerie a été testée en tension et en cisaillement.

### 6.8.3. Conception des fondations

Très peu d'études quantitatives ont été réalisées originalement en ce qui concerne les fondations. Une analyse comparative à l'aide de données disponibles pour des défaillances d'ouvrages en maçonnerie soumis à des conditions similaires à celles de Roosevelt a été faite. Les ruptures des barrages Habra en Algérie, Bouzy en France, Puentes en Espagne et Austin au Texas, États Unis ont toutes été attribuées à de mauvaises conditions de fondation. On a conclu que le matériau constituant les fondations à Roosevelt était beaucoup plus compétent que celui des autres sites et que les modes de rupture constatés aux sites étudiés pouvaient être évités facilement en travaillant avec soin et en utilisant du personnel compétent. Les spécifications relatives aux soins à apporter et aux méthodes à utiliser ont été regroupées dans un devis de construction comprenant 21 pages de texte et 4 dessins. Une grande partie de l'ingénierie devait être faite par le personnel de chantier. Les spécifications prévoyaient l'enlèvement de toutes les alluvions et le nettoyage de tous les matériaux lâches et débris rocheux. L'usage d'explosifs n'était pas envisagé, sauf en cas d'absolue nécessité. Une petite tranchée de 2 mètres de profondeur devait être excavée à proximité du pied amont du barrage dans le lit de la rivière. Les appuis devaient être excavés jusqu'à l'obtention de surfaces saines perpendiculaires à la face du barrage. (Anon, 1905).

Par contre, des analyses approfondies et une conception très documentée ont été réalisées pour la phase de modification du barrage (Anon., 1991). Les excavations ont été déterminées avec soin pour assurer des parois compétentes et de formes adéquates pour le rehaussement de béton. Des travaux de renforcement du

Table 6.11.  
Summary of foundation testing

Type of test	Number of tests
• Laboratory uniaxial compressive strength/core modulus	52
• Laboratory joint stiffness	5
• Laboratory direct shear test on joints, bedding planes, fault material, and clay partings (51-mm square to 108-mm core)	58
• Laboratory triaxial tests	56
• In situ seismic tomography panels	6
• In situ uniaxial jacking tests	6

The original dam was constructed of dolomite blocks from the spillway excavations. Since the old dam in a sense forms the foundation for the new dam, investigations were also directed towards determining the masonry properties. Large scale jacking tests were performed in the masonry to determine deformation properties. A concrete test panel was placed on the downstream face of the existing dam to determine the bond strength between the concrete overly and the masonry. Core samples were extracted from the test panel, and the interface between the concrete and masonry was tested both in tension and direct shear.

### 6.8.3. Foundation design

Very little quantitative design work was originally performed for the foundation. A comparison of recorded masonry dam failures to the conditions encountered at the Roosevelt damsite was made. The failures of Habra Dam in Algeria, Bouzy Dam in France, Puentes Dam in Spain, and Austin Dam in Texas, U.S.A. were all attributed to poor foundation conditions. It was concluded that the foundation materials at the Roosevelt site were much more competent than at the other sites, and the modes of failure exhibited by the other dams could be easily avoided by a reasonable application of care and skill. The required care and skill were defined in the construction specifications which totaled 21 pages of text and four drawings, requiring much of the engineering to be performed by the field staff. The specifications required removal of all alluvium and cleaning the rock of all loose material and disintegrated rock. Explosives were not to be used unless absolutely necessary. A small trench about 2 m deep was to be excavated near the upstream heel of the dam in the river channel. The abutments were to be excavated until they presented sound surfaces normal to the face of the dam (Anon., 1905).

In contrast, extensive foundation design and analysis work was performed for the dam modifications (Anon., 1991). The excavations were carefully designed to provide competent and appropriately shaped abutments for the concrete overlay. Rock reinforcement and slope stabilization measures were designed. Data was

roc et de stabilisation de pentes ont été mis au point. Des données ont été recueillies et évaluées durant les premiers contrats pour aider à déterminer les limites de vibration acceptables pour le dynamitage. Un rideau d'injection à une seule rangée de trous était prévu dans la dolomie vu la présence de joints et de plans de litage affectés par le phénomène de dissolution. Des analyses de stabilité exhaustives ont été complétées pour les cas de changement habituels et les cas de crue et de tremblement de terre. Compte tenu des résultats de ces analyses, le drainage de la partie centrale des fondations a été amélioré à partir d'une galerie reliant les galeries de drainage excavées auparavant. De plus, un système de surveillance a été mis au point, incluant l'instrumentation des fondations pour mesurer les mouvements, les pressions d'eau et les infiltrations. En tout, les plans et devis comprenaient six volumes et plus de 650 dessins.

#### **6.8.4. Construction**

La construction originale a été très peu documentée. La comparaison du contact maçonnerie-fondation avec la topographie avant construction indique que des excavations significatives ont été faites pour les fondations, en particulier sur la paroi droite. Des veines argileuses et des petites failles ont été décelées sans constituer une difficulté particulière (Anon., 1908). Après une crue d'environ 2000 m<sup>3</sup>/s au moment où le barrage faisait 20 mètres de hauteur, une cavité d'environ 20 mètres de profondeur a été localisée sous le pied du barrage. Pour remédier à ce problème, un contrefort de béton a été construit à partir du fond du trou jusqu'au pied du barrage.

Les activités de construction pour la modification du barrage ont été suivies avec soin et documentées par une équipe de chantier compétente constituée de géologues, d'ingénieurs et de techniciens. L'inspection des fondations et leur approbation a été faite au préalable par les concepteurs avant le bétonnage. La cavité d'érosion au pied du barrage était plus large que prévu à partir des données disponibles et a nécessité la construction d'un second contrefort de béton. Une veine d'argile dans la dolomie, passée inaperçue durant les investigations, a nécessité l'enlèvement de roc supplémentaire au niveau de la fondation des butées. Autrement, les conditions réelles des fondations étaient telles que prévu et la construction s'est déroulée telle que prévue.



collected and evaluated during early contracts to help determine acceptable vibration limits for blasting. A single line grout curtain was designed for the dolomite due to the presence of solutioned joints and bedding planes. Comprehensive foundation stability analyses were performed for usual, flood, and earthquake loading conditions. Based on the results of the studies, supplemental drainage was designed for the central channel area of the foundation, to be installed from a gallery connecting the previously excavated drainage adits. A comprehensive monitoring system was designed, including instruments to measure foundation movements, water pressures, and seepage rates. In all, the construction specifications consisted of six volumes including over 650 drawings.

#### **6.8.4. Construction**

Very little was documented concerning the original foundation construction. Comparison of the masonry/foundation contact with pre-construction topography indicates that significant excavation was performed for the foundation, particularly on the right abutment. A few small "mud seams" and faults occurred, but were not considered to present any special problem (Anon., 1908). After a flood of about 2000 m<sup>3</sup>/s had passed over the dam when it was about 20 m high, it was discovered that a hole about 20 m deep existed below the toe of the dam. A concrete buttress was constructed from the bottom of the hole up to the toe of the dam.

The construction activities for the dam modification have been carefully monitored and documented by a qualified field staff of geologists, engineers and technicians. Foundation inspections and approvals have been performed by the design team prior to placement of concrete. The scour hole at the toe of the dam was larger than anticipated from the preconstruction data, and required construction of a second concrete buttress in this location. A clay parting in the dolomite, undetected during preconstruction investigations, necessitated removal of additional rock from the thrust block foundations. Otherwise, foundation conditions for the most part were as anticipated and construction proceeded accordingly.



Fig. 6.35.  
Theodore Roosevelt dam during the original construction  
*Barrage Theodore Roosevelt pendant la construction*

Note upstream dipping bedding planes  
*Remarquer les plans de liage à pendage vers l'amont*



Fig. 6.36.  
Photograph taken during modifications of Theodore Roosevelt dam  
*Photo prise pendant les modifications au barrage Theodore Roosevelt*

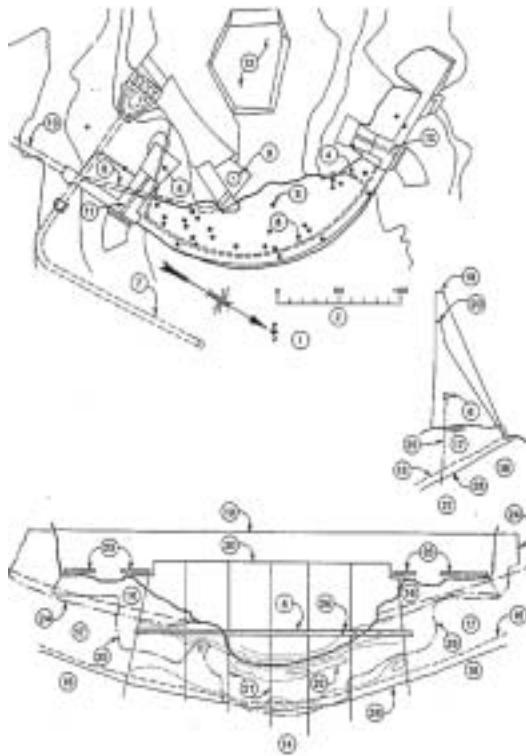


Fig. 6.37.

Plan and cross section showing significant features of foundation exploration and treatment  
*Plan et coupe montrant les caractéristiques significatives de l'exploration et du traitement de fondation*

- 1) Plan
- 2) Scale of meters
- 3) Core hole with piezometer
- 4) Right drainage adit
- 5) Left drainage adit
- 6) Drainage gallery
- 7) River outlet works tunnel
- 8) Power penstock
- 9) Powerplant
- 10) Left spillway
- 11) Right spillway
- 12) Plunge pool
- 13) Top of dam access tunnel
- 14) Profile along drainage gallery
  
- 15) Geologic contact
- 16) Dolomite
- 17) Sandstone
- 18) Siltstone
- 19) Top of modified dam (Él. 676.05 m)
- 20) Top of existing dam (Él. 652.58 m)
- 21) Tomography panel
- 22) Contours of dynamic Young's modulus )  
(13.8 Gpa
- 23) Grouting and drainage galleries
- 24) Limit of grout curtain
- 25) Limit of drainage curtain
- 26) Location of jacking test
- 27) Maximum section
- 28) Clay parting

- 1) Plan
- 2) Échelle en mètres
- 3) Forages carottés avec piézomètre
- 4) Galerie de drainage droite
- 5) Galerie de drainage gauche
- 6) Galerie de drainage
- 7) Galerie de dérivation
- 8) Conduite forcée
- 9) Centrale hydroélectrique
- 10) Évacuateur gauche
- 11) Évacuateur droit
- 12) Bassin de dissipation
- 13) Galerie d'accès en crête du barrage
- 14) Section le long de la galerie de drainage
  
- 15) Contact géologique
- 16) Dolomie
- 17) Grès
- 18) Siltite
- 19) Crête de barrage modifié (Él. 676,05 m)
- 20) Crête du barrage existant (Él. 652,58 m)
- 21) Plan de tomographie
- 22) Courbe de contour du module d'Young dynamique (13,8 Gpa)
- 23) Galeries d'injection et de drainage
- 24) Limite du rideau d'injection
- 25) Limite du rideau de drainage
- 26) Localisation des essais devérin
- 27) Section maximum
- 28) Joint argileux

## **6.9. BARRAGE RIDRACOLI: CONSOLIDATION DE L'EXCAVATION PAR DES ANCRAGES AU ROC**

### **6.9.1. Caractéristiques générales**

Le barrage Ridracoli est situé sur la rivière Bidente dans les Apennins entre la Toscane et la Romagne et constitue la principale structure de l'Aqueduc de la Romagne. Le bassin versant au site du barrage atteint près de 90 km<sup>2</sup> et le réservoir contient environ 30 x 10<sup>6</sup> m<sup>3</sup> d'eau uniquement utilisée pour l'approvisionnement en eau potable, sauf pour une petite tranche qui sert à la production d'énergie.

Le barrage est de type gravité-voûte avec un pulvino périphérique (Fig. 6.38). Le barrage a une hauteur maximale de 103,5 m, une épaisseur variant de 36 m à la base à 6,6 m en crête, et une longueur en crête de 430 m. Le volume du barrage est de 600 000 m<sup>3</sup> et le volume d'excavation pour la fondation a atteint 1 200 000 m<sup>3</sup>.

La longueur totale des forages du rideau d'injection est de 89 000 m et 2600 tonnes de ciment ont été utilisées. Le système de drainage comprend 500 drains totalisant une longueur forée de 13 000 m.

### **6.9.2. Conditions géologiques**

À l'intérieur de la zone du barrage et du réservoir, la formation de grès marneux de la Romagne affleure presque partout (Fig. 6.39). Elle est constituée de dépôts typiques de flysh, c'est-à-dire des séquences répétitives de grès, siltite et de marnes, parfois argileuses. L'épaisseur d'une seule séquence peut varier de quelques décimètres à plus de 7 m. Toutefois l'étendue des séquences dépasse largement les limites du bassin. L'épaisseur totale de cette formation dépasse les 5000 m et date du Miocène moyen au Miocène récent.

L'agencement tectonique régional est constitué de vastes plaques orientées en direction NE-SO. Les plaques ont une largeur moyenne de 3 à 6 km et sont séparées par des failles sub-parallèles qui plongent vers le SO. Chaque plaque montre une zone monoclinale plongeant vers le SO et qui pourrait être légèrement synclinale. Au site même du barrage, les plaques plongent vers le SO, soit plus ou moins vers l'amont, sous forme d'un monoclinal régulier.

Les couches de grès sont interrompues par deux systèmes de joints qui s'orientent parallèlement et perpendiculairement à la direction du pendage des couches. Les couches de marnes sont affectées par un réseau de fissuration irrégulier et dispersé.

Autant durant la phase conception que la phase construction, d'importantes quantités d'investigations géologiques et géotechniques détaillées ont été réalisées, incluant: des forages, galeries d'exploration, relevés géophysiques, essais in situ de glissement et de cisaillement, essais d'injection et de perméabilité, et autres. Les propriétés des matériaux de fondation ont été déterminées de façon satisfaisante de telle sorte qu'un modèle géomécanique 3D du système complexe barrage-fondation a pu être établi. Ce modèle s'est avéré satisfaisant autant durant la construction que pendant le remplissage du réservoir et la mise en service.

## **6.9. RIDRACOLI DAM: EXCAVATION STRENGTHENING BY ROCK ANCHORS**

### **6.9.1. General characteristics**

Ridracoli dam is located on the Bidente river in the Appennines mountains between Tuscany and Romagna and constitutes the main structure of the "Romagna Aqueduct". The drainage area at the dam site amounts to about 90 km<sup>2</sup> and the dam impounds a reservoir of about 30x10<sup>6</sup> m<sup>3</sup> which is used entirely for drinking water supply, but a partial head is also utilized for power generation.

The dam is of the arch-gravity type with a peripheral pulvino (Fig. 6.38). It has a maximum height of 103.5 m, a thickness varying from 36 m at the base to 6.6 m at the crest, and a crest length of 430 m. The volume of the dam is 600 000 m<sup>3</sup> and the excavation for the foundation amounted to 1 200 000 m<sup>3</sup>.

For the grout curtain the total length of drill holes was 89 000 m and the amount of cement used 2600 tons. The drainage system consists of 500 drains with a total drilled length of 13 000 m.

### **6.9.2. Geological conditions**

Within the dam and reservoir area the Romagna marly-sandstone formation is outcropping almost everywhere (Fig. 6.39). It consists of typical flysch deposits, i.e. repetitive sequences of alternating sandstones, siltstones and marls, sometimes grading to clay. The thickness of a single sequence may vary from a few decimeters to over 7 meters. However, the horizontal continuity of the sequences extends well beyond the limits of the basin. The total thickness of the Romagna formation is well over 5000 m and its age spans from the Middle Miocene to the Upper Miocene.

The basic tectonical setting of the area consists of vast plates extending in NE-SW direction. The plates are on average 3 to 6 km wide and are separated by sub-parallel faults that dip towards SW. Every plate displays a monocline zone dipping toward SW which may also be slightly synclinal. At the dam site the plates dip toward SW, i.e. more or less towards upstream, with a regular monoclinical pattern.

The sandstone layers are dissected by joint sets which run parallel and normal to the dip direction of the layers. The marl layers are affected by a joint pattern which is both irregular and highly dispersed.

Both during the design stage and during construction, comprehensive and thorough geological and geotechnical investigations were carried out including: boreholes, test adits, geophysical surveys, in situ shear and sliding tests, permeability and grouting tests, etc. They enabled characterization of the foundation material properties with a fair accuracy such that a three-dimensional geomechanical model of the complex foundation-dam system could be established. This model proved to be satisfactory both during the construction phase and subsequently during reservoir filling and operation.

Les résultats des études géologiques et géotechniques, particulièrement le relevé des réseaux de discontinuités, ont démontré que, durant la phase d'ingénierie détaillée, un programme intensif de stabilisation au moyen d'ancrages devait être prévu, avant et pendant l'exécution des travaux d'excavation.

### **6.9.3. Traitement de la fondation**

*Travaux de consolidation.* Basés sur les résultats des investigations et du modèle géomécanique, le dimensionnement et l'orientation des ancrages requis ont été établis et, dès le début des excavations, la mise en place des ancrages a débuté (Fig. 6.40 et Fig. 6.41). La force totale appliquée dans les 1 000 ancrages était de 1 280 MN. La longueur des ancrages variait de 15 à 40 m et les forces individuelles de 440 à 1 760 kN. Chacun des ancrages, constitué de câbles d'acier à haute résistance et recouvert d'une protection anticorrosive, a été conçu pour pouvoir être retendu par la suite (Fig. 6.42). De façon à assurer la sécurité des travailleurs, de nombreux boulons d'ancrages ont été installés de façon à consolider et à stabiliser complètement le massif rocheux.

Plusieurs extensomètres à longue portée ont été installés pour suivre les déformations des blocs rocheux pendant les travaux d'excavation. Les mesures prises ont permis de détecter, pendant l'excavation des bancs inférieurs, de très petits déplacements (de l'ordre de 0,1 mm) des bancs de roc supérieurs déjà ancrés. Au terme des travaux d'excavation, les extensomètres n'indiquaient plus de mouvement et confirmaient ainsi la validité des hypothèses adoptées pour les travaux de stabilisation.

*Travaux d'injection.* Le rideau d'injection s'étend sur toute la longueur du pulvino: il est constitué d'une zone centrale et de deux zones latérales symétriques qui pénètrent le massif rocheux au moyen de galeries situées dans les deux appuis, à deux niveaux différents. La partie centrale du rideau est constituée de deux rangées de trous, chacune avec axe incliné vers le réservoir de façon à générer deux surfaces légèrement divergentes à partir de la galerie d'inspection amont du pulvino. Les trous ont été orientés de façon à intercepter de façon optimale les plans de fissures.

La profondeur maximale du rideau d'injection est de 80 m ; des trous de vérification ont été forés tout le long du rideau. L'injection de ciment a aussi servi à créer une masse de roc sous le pulvino sur une profondeur moyenne de 10 m.

Suite aux travaux d'injection, une optimisation a été réalisée dans un environnement 3D en tenant compte des caractéristiques de la fondation de roc, de la géométrie des excavations ainsi que de l'impact du barrage et du remplissage du réservoir. Les résultats ont démontré qu'une réduction de 30 % de résistance totale requise des ancrages pouvait être réalisée comparée à l'estimation initiale basée sur un modèle 2D. En pratique, ce résultat a permis de diminuer la tension dans un certain nombre d'ancrages.

The results of the geological-geotechnical investigation, particularly the survey of the discontinuity pattern of the formation suggested that in the design stage a program of intensive rock stabilization by means of rock anchors had to be devised, both prior to the start of the full-face excavation and also while in progress.

### 6.9.3. Foundation construction

*Strengthening works.* Based on the results of the site investigation and geomechanical modeling, the magnitudes and directions of the required anchor forces were established, and when excavation started the program of rock anchoring could be implemented (Figs. 6.40 and 6.41). The total force applied through approximately 1000 anchors was 1280 MN. The anchors varied in length from 15 to 40 m and the individual forces from 440 to 1760 kN. All rock anchors which were composed of high tensile steel strands and covered by adequate corrosion protection were designed such that they allowed further tensioning (Fig. 6.42). In order to minimize the risk to the work force, widespread use was also made of bolts to consolidate and fully stabilize the rock slabs.

A number of long-base extensometers was installed to monitor deformations of the rock slabs during excavation. These measurements permitted to sense very small movements (in the order of 0.1 mm) of the higher rock benches already anchored while the lower benches were excavated. When excavation was completed, the extensometers indicated no further movements and thus confirmed the validity of the design assumptions adopted for the stabilization work.

*Grouting works.* The grout curtain extends over the entire length of the pulvino and consists of a central zone and two symmetrical lateral zones which penetrate the rock mass by means of adits on both abutments at two different elevations. The central grout curtain consists of two rows of grout holes with their axes inclined towards the reservoir which generate two slightly diverging surfaces starting from the pulvino's upstream inspection gallery. The grout holes were oriented in such a way that they would intersect most efficiently the joint planes.

The maximum depth of the grout curtain is 80 m ; all along its length inspection boreholes were drilled. Cement grouting was also used to create a bulb of consolidated rock below the pulvino over an average depth of 10 m.

Upon completion of the grouting works, an optimization was carried out in a three-dimensional environment taking into account the rock foundation characteristics, excavation geometry, effect of dam structure, and reservoir filling. The results indicated that a saving in the total anchor force of about 30 % could be made compared to an initial estimate which was based on a two-dimensional model. In practice this result was followed up by a reduction in tension in a number of rock anchors.

#### **6.9.4. Comportement de la fondation**

Lors du remplissage du réservoir, le comportement du rideau d'injection a été satisfaisant jusqu'aux derniers mètres de la remontée où une forte hausse des infiltrations ainsi que des pressions de soulèvement ont été observées. Le débit des infiltrations a augmenté de 0,6 à 2,5 litres par seconde alors que la pression de soulèvement au pied amont du barrage a presque atteint la valeur de la pression hydrostatique. On attribue ce comportement à une réduction partielle de la largeur de la fondation et par l'ouverture de fissures/joints dans les strates rocheuses supérieures de la fondation, même si le massif avait été consolidé auparavant par des injections de coulis.

Pour remédier au problème, des trous de drainage additionnels et une deuxième phase d'injection à l'amont pour remplir des fissures ouvertes ont dû être effectués. L'injection a dû être effectuée sous pleine pression hydrostatique puisque le réservoir était rempli. Les travaux de réfection ont été réalisés en surveillant de très près les pressions de soulèvement et les déformations du barrage et de la fondation. Le détail des coûts de ces réparations a été donné par Casadei et al (1991).

#### **6.9.5. Leçons tirées**

Une investigation bien préparée et de grande envergure a permis la réalisation d'un modèle géomécanique représentatif de la fondation du barrage; par la suite, le modèle a été utilisé pour prévoir les problèmes de stabilité durant les travaux d'excavation et le choix des mesures correctives correspondantes. La stabilisation a été accomplie grâce à un réseau serré d'ancrages au roc. Des trous de drainage et un rideau d'injection à plusieurs rangées ont permis un contrôle des infiltrations après le remplissage. Le barrage a pu être construit conformément à la conception originale et à l'intérieur du budget prévu.

Toutefois, le suivi des infiltrations et des pressions de soulèvement a démontré la nécessité de travaux correctifs suite au remplissage à cause de l'apparition de fissures ouvertes dans la couche superficielle de roc. Un programme d'injection subséquent a permis d'apporter les correctifs nécessaires. La fondation se comporte maintenant de façon satisfaisante comme le démontrent les données recueillies dans le cadre du programme de surveillance continu.



#### **6.9.4. Foundation performance**

During reservoir filling grout curtain performance was satisfactory, except for the last few meters when an abrupt increase in leakage and uplift pressures was observed. Leakage discharge increased from 0.6 to 2.5 liters per second while uplift pressures at the heel of the dam nearly reached the value of the hydrostatic head. This behavior was explained by a partial reduction in foundation width and by the opening of joints/fractures in the uppermost strata of the foundation rock, although this rock had been consolidated previously by grout injections.

These observations called for remedial measures which consisted in additional drainage holes and in a second phase of upstream grouting to fill the open joints. This grouting had to be accomplished under the full hydrostatic pressure because the reservoir was filled to retention water level. All remedial work was carried out under strict monitoring of uplift pressures and deformations of dam and foundation. A detailed account of the remedial work carried out was given by Casadei et al. (1991).

#### **6.9.5. Lessons learned**

Comprehensive and well-planned site investigation enabled the formulation of a fairly realistic geomechanical model of the dam foundation which in turn could be used to predict the stability situation during foundation excavation and the need to take corresponding measures. Stabilization was achieved by a dense grid of rock anchors. Drainage holes and a multiple row grout curtain provided seepage control after impounding. The dam could be constructed according to the original design and also within the allocated budget.

Comprehensive monitoring of leakage and uplift pressures, however, revealed that some remedial work was necessary after impounding because of open joints which developed in the surficial rock strata. A subsequent grouting campaign was able to remedy the deficiencies. The foundation performs now satisfactorily as evidenced from continuous monitoring.

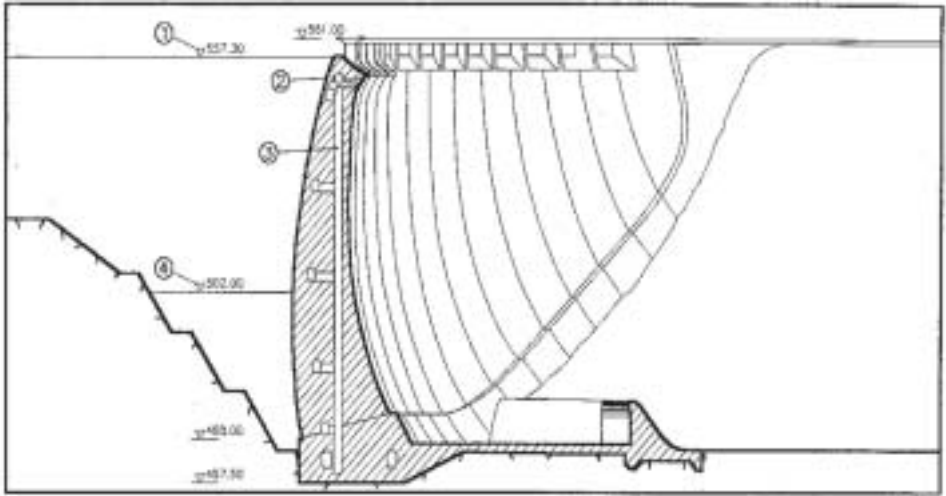


Fig. 6.38.  
 Ridracoli dam: Main cross section  
*Barrage de Ridracoli : Profil en travers*

- |                                  |                                           |
|----------------------------------|-------------------------------------------|
| 1) Retention water level         | 1) <i>Retenue normale</i>                 |
| 2) Lifting equipment room        | 2) <i>Chambre de machinerie de levage</i> |
| 3) Access shaft                  | 3) <i>Puits de l'ascenseur</i>            |
| 4) Minimum operating water level | 4) <i>Niveau minimal d'exploitation</i>   |

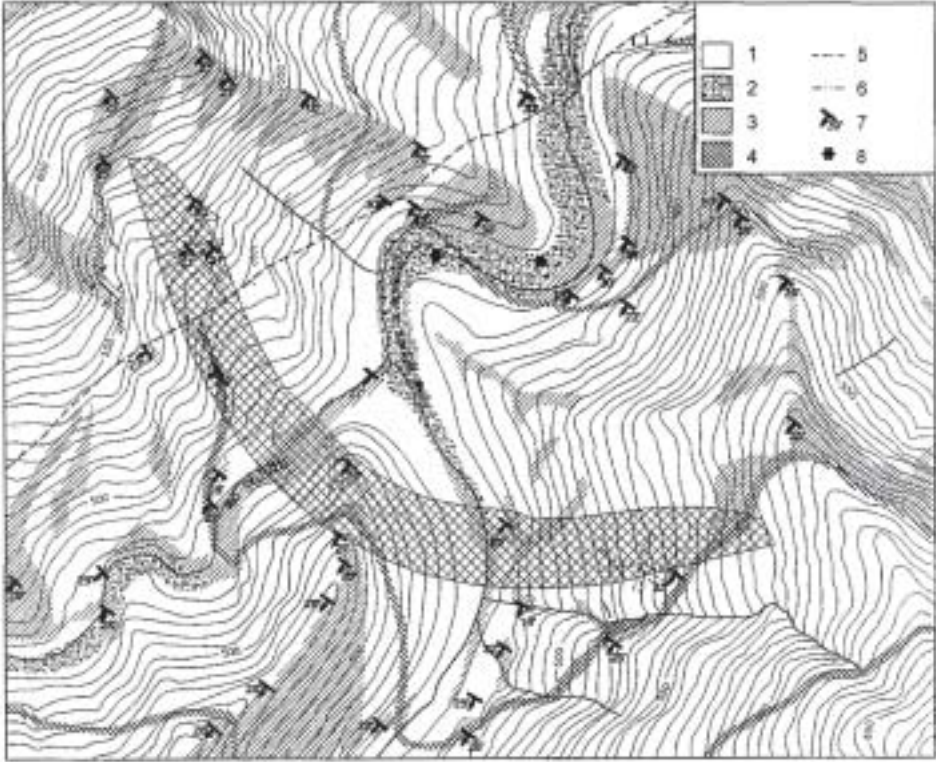


Fig. 6.39.  
 Geological map of dam area  
*Carte géologique*

- 1) Eluvial cover
- 2) Alluvial deposit
- 3) Marly sandstone formation
- 4) Reference stratum
- 5) Fault
- 6) Joint
- 7) Strike and dip direction of stratum
- 8) Spring

- 1) *Couverture éluviale*
- 2) *Dépôts alluviaux*
- 3) *Formation de grès marneux*
- 4) *Couche de référence*
- 5) *Faille*
- 6) *Joint*
- 7) *Direction et pendage des couches*
- 8) *Source*

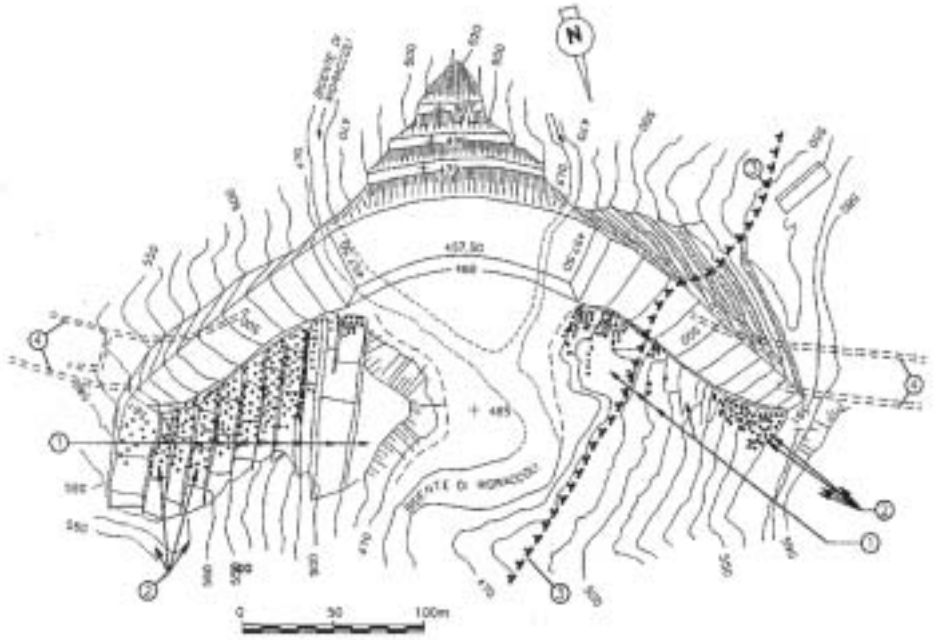


Fig. 6.40.  
 General excavation plan with anchors  
*Plan général de fouilles avec ancres*

- 1) 1<sup>st</sup> stage excavation
- 2) Prestressed rock anchors
- 3) Fault outcropping line
- 4) Rock treatment gallery

- 1) Fouilles de 1<sup>ère</sup> phase
- 2) Tirants précontraints
- 3) Ligne d'affleurement de la faille
- 4) Galerie d'injection



Fig. 6.41.

Photograph of foundation excavation on the right abutment with rock anchors  
*Photo de la fouille dans l'appui droit avec les ancrages*

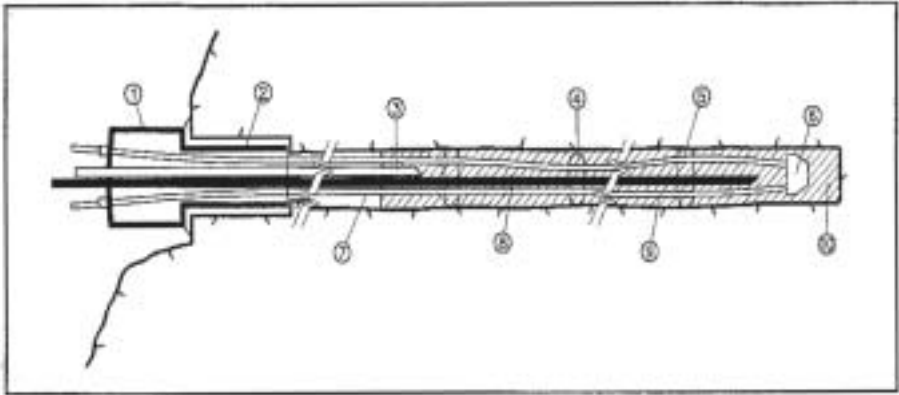


Fig. 6.42.  
Schematic section of a rock anchor  
*Section schématique d'un tirant*

- 1) Anchor head
- 2) Local reinforcing by steel pipe
- 3) Vent pipe
- 4) Centering
- 5) Spacer
- 6) Metal point
- 7) Plastic sleeve
- 8) Grouting pipe
- 9) High tensile steel strand
- 10) Grout

- 1) *Tête d'ancrage*
- 2) *Renforcement local par tuyau d'acier*
- 3) *Évent*
- 4) *Centreur*
- 5) *Espaceur*
- 6) *Pointe en métal*
- 7) *Chemisage en plastique*
- 8) *Tuyau d'injection*
- 9) *Toron en acier haute résistance*
- 10) *Coulis d'injection*

## 6.10. REFERENCES

- ANON., 1905. The Roosevelt masonry Dam on Salt River, Arizona. *Engineering News*, Vol. L111(2):34-37.
- ANON., 1908. Progress on the Roosevelt Dam, Salt River project, U.S. Reclamation Service. *Engineering News*, Vol. 60(11):265-268.
- ANON., 1991. *Design Summary, Theodore Roosevelt Dam Modification, Salt River Project*, Arizona. U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Denver, CO., July.
- CARROLL, D., 1970. *Rock Weathering*. Plenum Press, New York, 203 p.
- CASADEI, V., GALLICO, A., MARINI, P.P. & PICCINELLI, F., 1991. Barrage de Ridracoli – Travaux confortatifs avec retenue pleine. *Trans. 17<sup>th</sup> ICOLD*, Vienna, Q.66, R.44, 3:785-800
- DAVIS, A.P., 1903. *Water Storage on Salt River*, Arizona. U.S. Geological Survey Water Supply and Irrigation Paper no. 73, Government Printing Office, Washington.
- EGGER, P., 2001. Geomechanische Untersuchungen für die Talsperre Tirso. *Felsbau*, 19(5):36-42.
- HEPLER, T.E. & SCOTT, G.A., 1992. Increasing the capacity of the Roosevelt Dam. *Int. Water Power and Dam Construction*, May, pp. 14-18.
- ICOLD, 1991. *Trans. 17<sup>th</sup> ICOLD*, Vienna, Vol. 3 (Q. 66: Dams on difficult foundations), 1907 p.
- LAMBE, T.W., 1973. Predictions in soil engineering (13<sup>th</sup> Rankine Lecture). *Géotechnique*, 23(2):150-202.
- MARULANDA, A. & AMAYA, F., 1989. The design and construction of Colombia's Guavio dam. *Intl. Water Power & Dam Construction*, December, pp.41-50.
- ROUSSEL, G.L. & METCALFE, R.W., 1990. Foundation treatment for the Merrill Creek Dam. *Dam Foundation Engineering – Tenth Annual USCOLD Lecture*, United States Committee on Large Dams, Denver, CO, 27 p.
- SOYDEMIR, C., 1970. Upstream cofferdam of Alibey earthdam – stability and settlement analysis. Chambers of Civil Engineers, Turkey, *5<sup>th</sup> Technical Congress*, Session 4, no. 5, 61 p (in Turkish)

---

# ANNEXE A

## LES DOUZE TÂCHES D'UNE INVESTIGATION GÉOLOGIQUE – GÉOTECHNIQUE

---

L'ingénierie des fondations est une sous-discipline du génie géologique et de la géotechnique. La discipline du génie géologique et de la géotechnique s'intéresse à la compréhension et à la prédiction du comportement du terrain lors de son utilisation à des fins d'ingénierie, à l'amélioration du comportement du terrain et aux méthodes de construction. Dans le cas d'un barrage, l'ingénieur en fondation développe, au moyen de prédiction et de techniques d'amélioration appropriées des sols en vue, une fondation qui satisfait aux exigences de stabilité de déformation, d'hydrologie et d'hydraulique.

Une campagne d'exploration géologique et géotechnique et par le fait même une investigation des fondations d'un barrage impliquent diverses activités (ou tâches) fondamentales. Chacune d'elles est réalisée avec diligence afin de préparer une étude exhaustive et finalement d'assurer le comportement satisfaisant des fondations du barrage.

Avant de procéder à l'explication de chacune des différentes tâches, voici quelques définitions utiles :

*Masse de terrain* : le volume de sol influencé par, ou influençant un ouvrage de génie (ex. : barrage) et par des travaux d'amélioration des sols (ex. : paroi moulée).

*Considération géologique* : un aspect d'ingénierie de nature géologique qui doit être pris en considération aux étapes de planification, conception, construction et exploitation d'un projet. Chaque considération géologique requiert une prédiction du comportement du terrain; elle peut être générale ou spécifique. En déterminant un ensemble de considérations géologiques qui couvrent toutes les situations possibles, une investigation géologique et géotechnique complexe est alors divisée en fonction d'objectifs logiques qui peuvent être gérés individuellement. Les avantages reliés à la reconnaissance des considérations géologiques sont nombreux (voir ASCE, 1989, pp. 6-14). Par exemple, une estimation réaliste des coûts et du temps et un échéancier peuvent être préparés; les responsabilités et le niveau d'autorité des différents participants peuvent être établis clairement.

*Considération géologique générale*: une considération géologique applicable à tout le site du projet. Elle a pour but le changement ou le vieillissement du domaine géologique causé par des agents géologiques, biotiques et humains. Puisqu'elle évolue en fonction du temps, elle est identifiée comme processus. Les agents géologiques de changement sont les mécanismes naturels géologiques ainsi que les mécanismes d'altération superficiels. L'altération des matériaux mis en place lors des travaux de construction doit également être considérée. Les considérations géologiques générales sont applicables à toutes les considérations géologiques spécifiques.



---

# APPENDIX A

## THE TWELVE TASKS

### OF A GEOLOGICAL-GEOTECHNICAL

### ENGINEERING INVESTIGATION

---

Foundation engineering is one subdiscipline of geological-geotechnical engineering (or geotechnics). The discipline of geological-geotechnical engineering is concerned with understanding and predicting the behavior of the ground for engineering purposes, enhancing the behavior of the ground, and ground-construction methods. For a dam, the foundation engineer develops by proper predictions and ground-improvement works a foundation that provides the required stability, deformability, and subsurface hydrology and hydraulics.

A geological-geotechnical engineering investigation, and hence a dam foundation engineering investigation, is comprised of several fundamental tasks. Each task must be performed diligently to attain a comprehensive inquiry and, ultimately, the satisfactory performance of a dam foundation.

Before proceeding with explanations of the tasks the following definitions are helpful:

*Body of ground* : That volume of ground influencing or being influenced by an individual engineering feature (e.g., dam body) or ground-improvement works (e.g., diaphragm wall).

*Geologic consideration* : An engineering or project issue of a geologic nature that must be considered when planning, designing, building, and operating a project. Each geologic consideration requires a prediction of ground behavior and is either general or specific. By establishing a set of geologic considerations that covers all issues, a complex geological-geotechnical investigation is divided into logical program objectives that can be managed individually. The benefits of recognizing geologic considerations are many (see ASCE, 1989, p. 6-14). For instance, realistic costs and time estimates and schedules can be prepared, and responsibilities and authorities of participants can be set forth clearly.

*General geologic consideration* : A geologic consideration that pertains to an entire project site. These are issues of change to or aging of the geologic domain caused by geologic and biotic agents and humans. Because they are a function of time, they are identified as processes. The geologic agents of change are the natural geologic hazards and the shallow, ground-alteration processes. Also included here is the alteration of engineering materials by geologic agents. The general geologic considerations are applicable to all of the specific geologic considerations.

*Considération géologique spécifique* : une considération géologique propre à des travaux d'ingénierie spécifiques. Les considérations géologiques spécifiques peuvent être divisées selon l'un des deux types suivants :

- *Considération géologique de base*: il s'agit de l'interaction entre les travaux d'ingénierie et la masse de terrain concernée. Dans le cas de la fondation d'un barrage, les considérations géologiques de base sont (1) la stabilité de la fondation, (2) la déformation de la fondation, (3) les conditions hydrauliques et hydrologiques souterraines.
- *Considération géologique de construction*: un aspect géologique associé aux travaux d'amélioration de terrain.

Bien que les 12 tâches semblent correspondre à une simple séquence d'événements, elles sont en réalité les étapes fondamentales d'un diagramme de cheminement et sont inter-reliées entre elles par des lignes de décision, des cheminements critiques et des boucles de rétroaction, tel que présenté à la Fig. 1.1. Le fractionnement et le raffinement ultérieur des tâches de base et du réseau d'écoulement pouvant représenter toutes les situations possibles ne sont pas représentés sur cette figure, mais sont simplement évoqués lors de la description de chacune de ces tâches.

Les tâches sont applicables à toutes les phases de l'investigation, jusqu'à l'inspection des fondations lors de la mise en service du projet. Les différences entre les investigations à la phase de planification et à la phase conception sont (1) le nombre et le type de considérations géologiques considérées critiques pour les fins de l'investigation ainsi que celles qui requièrent des travaux d'amélioration des sols coûteux, lesquelles sont d'intérêt primordial lors de la phase de planification, (2) les méthodes de prédiction de comportement avec déduction (jugement) utilisées le plus dans la planification des investigations, et (3) le nombre d'hypothèses relatives à la géologie et aux propriétés des matériaux. Les tâches qui peuvent devenir onéreuses sont la collecte de données, l'utilisation de méthodes numériques pour la prédiction du comportement et la prédiction de risques géologiques naturels. La recherche et le développement requis pour la réalisation de toute tâche peuvent également être un élément significatif du coût d'une investigation. Lors d'investigation, les tâches sont planifiées périodiquement de façon à identifier les besoins connus ou potentiels à partir des boucles de rétroaction.

Les tâches décrites ci-dessous constituent une extension et une élaboration des procédures déjà décrites dans ASCE (1989). Les principales différences sont (1) une discussion relative aux investigations géologiques-géotechniques par opposition aux investigations géologiques plus limitées et (2) un raffinement quant à la classification des considérations géologiques. Certains extraits de la publication citée précédemment ont été reproduits ci-dessous.

*Specific geologic consideration* : A geologic consideration that pertains to a specific engineering works. Specific geologic considerations are divided into basic and construction and are referred to - with the dropping of "specific" - as either basic geologic considerations or construction geologic considerations.

- *Basic geologic consideration* : An issue of the interaction between a principal engineering works and its body of ground. For a dam foundation the basic geologic considerations are: (1) foundation stability, (2) foundation deformability, and (3) subsurface hydrology and hydraulics.
- *Construction geologic consideration* : A geologic issue pertaining to the construction of a ground-improvement works.

Though the tasks indicate a simple sequence of events, they are in reality the fundamental processing steps in a flowchart and are connected to each other by flow lines, decision junctures, and feedback loops, as shown in Fig. 1.1. Partitioning and further refinement of the basic tasks and flow pattern to portray all possible situations are not shown in this figure, but merely alluded to in the discussion of the tasks.

The tasks are applicable to any stage of investigation, including post-commissioning foundation inspections. The difference, say between a planning and a design investigation, is (1) the number and type of geologic considerations deemed critical to the purpose of the investigation with those requiring costly ground-improvement works being of paramount concern during the planning stage, (2) the methods of behavioral prediction with inference (judgment) being used more in planning investigations, and (3) the number of assumptions regarding the geology and material properties. Tasks that can become very costly are data collection, computational methods of behavior prediction, and defensible predictions of natural geologic hazards. Research and development required for performance of any task can also significantly add to the cost of the investigation. During an investigation the tasks are periodically sequenced to identify known or potential requirements coming back along the feedback loops.

The following tasks are an extension and elaboration of procedures described in ASCE (1989). The main differences are (1) discussion as a geological-geotechnical engineering investigation as opposed to a more limited geological investigation and (2) a refinement in the classification of geologic considerations. Some of the following passages are from this publication.

### *Tâche 1 : Délimiter les masses de terrain à examiner*

La masse de terrain à examiner doit être définie. Dans le cas d'une fondation de barrage, la masse de terrain primaire peut être définie initialement comme étant celle comprise dans un rayon approximativement égal à une fois la hauteur maximale du barrage et ce, dans toutes les directions à partir de la base du barrage. À l'extérieur de cette limite, le terrain subit peu ou pas de changement dû aux conditions imposées. Cependant, dans certaines situations, cette frontière doit être modifiée si la masse de terrain est affectée par des forces extérieures changeantes. Par exemple, ceci est le cas lors de sollicitations sismiques et hydrauliques. Ces conditions frontières doivent alors être déterminées à partir d'études spéciales impliquant des surfaces géographiques beaucoup plus grandes. L'injection des appuis d'un barrage pour le contrôle des infiltrations ne concerne pas la fondation du barrage, mais plutôt la capacité de rétention du réservoir. Les masses de terrain plus petites sont celles associées aux travaux d'amélioration des sols, mais font quand même partie de la masse de terrain primaire.

### *Tâche 2 : Clarifier la terminologie géologique et géotechnique*

La terminologie utilisée pour exprimer certaines conditions géologiques est vague et ambiguë, et puisque aucune définition reconnue mondialement ou code n'existe, la terminologie utilisée est sujette à l'interprétation individuelle. Les investigations géologiques-géotechniques sont plus susceptibles de litiges que tout autre entreprise d'ingénierie; la sémantique et les définitions sont très importantes pour assurer une communication claire et non ambiguë. L'utilisation impropre de termes géologiques ou géotechniques a été un facteur qui a contribué au succès de poursuites fructueuses visant à empêcher la construction de barrages; d'autre part ceci augmente les chances de complications lors de la conception du projet et de jugements coûteux relativement à des réclamations concernant des conditions du site différentes. Dans le but d'éviter les mauvaises interprétations et de façon à ce que les concepts géologiques soient clairement exprimés dans le cadre des investigations, la terminologie géologique utilisée pour les investigations doit faire l'objet de références ou doit être définie et documentée dans les termes les plus précis possibles.

### *Tâche 3 : Acquérir les données nécessaires*

L'évaluation géologique initiale d'un site est basée sur une appréciation des données existantes et autres informations qui ne sont pas aussi coûteuses à obtenir que des données nouvelles. Les données existantes sont obtenues à partir de sources publiées et non-publiées, et une recherche minutieuse des données peut générer une quantité considérable d'informations valables. S'il y a très peu ou pas d'information géologique disponible concernant le site d'un projet, des relevés géologiques préliminaires sont alors réalisés. Ceux-ci incluent des observations de géologie de surface et la cartographie géologique, la photo-interprétation, la prise d'échantillons de surface, des sondages, en profondeur et si possible des relevés géophysiques. Pendant que les tâches 4 à 9 sont entreprises, les besoins pour l'obtention de données additionnelles en vue d'atteindre un niveau de confiance suffisant pour la

### *Task 1 : Delineate ground bodies to be investigated*

The body of ground to be investigated must be defined. For a dam foundation the primary body of ground can initially be defined as that enclosed within a distance approximately equal to the maximum height of the dam in all directions from the base of the dam. That is, the boundary of the primary body of ground experiences very little to insignificant change due to the imposed conditions. However, in certain situations modified boundary conditions have to be applied if the body of ground is influenced by changing outside forces. For instance, this is the case for hydraulic and seismic loadings. These boundary conditions are determined from special studies involving larger geographical areas. Abutment grouting to control seepage beyond the dam's body of ground is not a dam foundation issue, but an issue of the water holding capabilities of the reservoir. Lesser bodies of ground are those associated with the ground-improvement works, but they fall within the boundary of the primary body of ground.

### *Task 2 : Clarify geological-geotechnical terminology*

Terminology used to express some geologic conditions is equivocal and vague, and because universally accepted definitions or codes do not exist, it is subject to personal interpretations. Geological-geotechnical investigations are more judicial than other engineering endeavors, and semantics and definitions are very important for unambiguous and clear communication. Careless and indiscriminate use of geologic or geotechnical terminology has been a factor in successful litigation to prevent construction of dams and also increases the chances of design complications and of substantial judgments in claims of differing site conditions. If misunderstandings are to be avoided and geologic concepts clearly expressed for investigations, geologic terminology used for the investigation must be referenced or defined and documented in as precise terms as possible.

### *Task 3 : Acquire necessary data*

The initial geologic evaluation of a site is based on an appraisal of existing data and information that is not nearly as expensive to acquire as new data. Existing data are obtained from published and unpublished sources, and a thorough search for these records can yield a considerable amount of valuable information. If there is very little to no available geologic information about a project area, then preliminary geologic surveys are performed. These include surface geologic observations and mapping, photogeologic mapping, some surface sampling and subsurface probings, and possibly soundings by exploration geophysical methods. As Tasks 4 through 9 are undertaken, their requirements for additional data to reach the desired level of confidence for the stage of investigation being performed are fed back to this task. All of the

phase d'investigation en cours, sont rapportés à cette tâche-ci. Tous les besoins de collecte de données pertinentes à la masse de terrain primaire ou à toute autre zone faisant l'objet d'une étude spéciale pour chaque prédiction de comportement de terrain sont coordonnés et optimisés. Tous les efforts sont faits pour colliger les données supplémentaires en faisant appel à l'équipe d'exploration en place sur le site, car les frais de remobilisation sont coûteux.

#### *Tâche 4 : Caractériser la masse du terrain*

L'étape initiale pour caractériser la masse de terrain primaire consiste à bien comprendre sa situation dans le contexte géologique régional. De nos jours, il est possible de se procurer des cartes géologiques couvrant la plupart des endroits sur la planète. Autrement, une carte géologique régionale doit être préparée à partir des relevés préliminaires mentionnés à l'étape précédente. Par la suite, des cartes géologiques de surface (avec et sans les dépôts superficiels), des coupes transversales et des coupes stratigraphiques du site sont préparées. Une caractérisation au niveau de détail désiré de la masse de terrain primaire et de toute autre zone d'étude spéciale est élaborée en décrivant et en faisant les hypothèses, si nécessaire, relativement aux quatre éléments-clés géologiques suivants qui sont (1) le matériau solide, (2) le matériau liquide, (3) la structure, et (4) les zones d'altération superficielles. Les propriétés et l'état des systèmes d'énergie (contraintes, température, etc.) appropriés à la méthode de prédiction de comportement sont incorporés dans la caractérisation. Les graphiques produits par ordinateur sont d'une énorme utilité pour l'accomplissement de cette tâche. Tout besoin de données additionnelles pour atteindre le niveau de confiance requis est transmis à la tâche précédente d'acquisition de données.

Les travaux d'amélioration des sols qui sont choisis au cours d'une tâche ultérieure deviennent partie intégrante de la masse de terrain primaire et sont inclus dans l'analyse de la fondation. Les travaux d'amélioration des sols les plus communs pour une fondation de barrage sont l'excavation jusqu'à un matériau de fondation acceptable, les injections de rideau et de tapis, les trous de drainage, ainsi que les galeries. Les coupures étanches positives, telles que les parois moulées et les parafouilles deviennent de plus en plus communes pour le contrôle des infiltrations.

#### *Tâche 5 : Identifier les considérations géologiques spécifiques et les préoccupations*

Tel que mentionné plus haut, les considérations géologiques de base concernant la fondation d'un barrage sont (1) la stabilité de la fondation, (2) la déformation de la fondation, et (3) les caractéristiques hydrogéologiques et hydrauliques de la fondation. Chacune de celles-ci doit être abordée, et les conditions de chargement, les préoccupations d'ordre géologique et les travaux d'amélioration des sols doivent être pris en considération dans chaque analyse. Les préoccupations d'ordre géologique sont les conditions géologiques existantes sur le site et qui se rapportent à une considération géologique. Les préoccupations d'ordre géologique fréquemment rencontrées sont la présence de matériaux de faible résistance, les loess, les saprolites, les latérites, le charbon, les lits et les veines de matériaux cohérents et non-cohérents, les couches et les veines de matériaux de faible

data requirements pertaining to the primary body of ground or to an area of special study for each ground behavior prediction are coordinated and optimized. Every attempt is made to have the additional data collected by the existing exploration forces in the field as remobilization of an exploration effort is expensive.

#### *Task 4 : Characterize ground body*

The initial step in characterizing a primary body of ground is to understand its setting in the regional geologic picture. For most places in the world today regional geologic maps are available for this. If not, a regional geologic map is prepared using the preliminary surveys mentioned in the previous task. Next, surface geologic maps (with and without thin surficial deposits), cross-sections and a stratigraphic column for the site are prepared. Then, a characterization to the desired level of detail of the primary body of ground and any special study area is developed by describing and hypothesizing where necessary the four key elements of geology, which are (1) the solid material, (2) the fluid material, (3) the structure, and (4) the shallow alteration zones. The engineering properties and state of energy systems (stress, temperature, etc.) appropriate to the method of behavior prediction are incorporated into the characterization. Computer graphics provide an enormous benefit for the accomplishment of this task. Additional data requirements to achieve the required level of confidence are fed back to the data acquisition task.

As the ground improvement works are selected during a later task, they become an integral part of the primary body of ground and are included in the analysis of the foundation. The most common ground-improvement works for a dam foundation are excavation to suitable ground material, blanket and curtain grouting, and drainage boreholes and adits. Positive subsurface cutoffs, such as diaphragm walls and cutoff trenches, are becoming more common to control seepage.

#### *Task 5 : Identify specific geologic considerations and concerns*

As stated, the basic geological considerations for a dam foundation are (1) the stability of the foundation, (2) the deformability of the foundation, and (3) the subsurface hydrology and hydraulics of the foundation. Each of these must be addressed, and their source loadings, geologic concerns, and ground-improvement works accounted for in any analysis. Geologic concerns are pivotal geologic conditions existing at a site that relate to a geologic consideration. Common geologic concerns are low-strength ground, loess, saprolite, laterite, coal, cohesive and non-cohesive particulate beds and seams, weaker beds and seams relative to the surrounding ground, soluble and partially soluble ground, highly permeable aquifers, volcanic sequences, frost and permafrost, fractures and joints, fracture zones, shears and faults, distorted zones adjacent to shears and faults, and adversely dipping beds.

résistance par rapport au terrain environnant, les matériaux solubles et partiellement solubles, les aquifères très perméables, les séquences volcaniques, le gel et le pergélisol, les fractures et les joints, les zones de fracturation, les zones de cisaillement et les failles et les zones distordues adjacentes, et les lits à pendage défavorable. Les préoccupations géologiques les plus inquiétantes sont parfois qualifiées de “conditions géologiques défavorables”.

Si l'exécution de travaux d'amélioration des sols est requise, dans ce cas, l'investigation doit porter sur les considérations géologiques de construction associées à ces travaux. Tel que mentionné précédemment, les travaux d'amélioration des sols les plus communs pour une fondation de barrage sont l'excavation jusqu'à un matériau de fondation acceptable, les injections de tapis et de rideau, le drainage par forages et galeries. Des exemples de considérations géologiques de construction applicables à ces types de travaux sont la possibilité d'excavation, la stabilité des pentes temporaires d'excavation, la stabilité des parois de trous de forage, la possibilité de forer, d'injecter et de pénétrer. En ce qui concerne la masse de terrain faisant l'objet de l'investigation, les préoccupations d'ordre géologique deviennent généralement apparentes dès que l'investigation est entreprise.

*Tâche 6 : Identifier les considérations géologiques générales et les préoccupations*

Les considérations géologiques générales sont les suivantes :

<b>RISQUES GÉOLOGIQUES NATURELS</b>	<b>PROCESSUS D'ALTÉRATION GÉOLOGIQUE SUPERFICIELLE</b>
<p><i>Processus tectonique</i></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Tremblements de terre et failles</li> <li>• Volcans et phénomènes associés</li> <li>• Déformation de la croûte terrestre</li> </ul> <p><i>Processus superficiel</i></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Glissements de terrain</li> <li>• Érosion et sédimentation</li> <li>• Glaciers</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Recomposition (chimique et biochimique)</li> <li>• Déformation</li> <li>• Érosion souterraine (mécanique et chimique)</li> <li>• Déposition souterraine (mécanique et chimique)</li> <li>• Mouillage et séchage (l'eau hygroscopique)</li> </ul> <p>ATTAQUE DES MATÉRIAUX DE CONSTRUCTION PAR DES AGENTS GÉOLOGIQUES</p> <p>ACTIVITÉ BIOTIQUE</p> <p>ACTIVITÉ HUMAINE</p>

L'impact de chacune de ces considérations générales sur le domaine géologique fait l'objet d'une prédiction pour le site en général et les résultats sont incorporés à l'étude de la masse de terrain. Les processus communs ou les préoccupations applicables à la fondation d'un barrage sont les ondes sismiques, l'érosion mécanique et chimique souterraine (processus de dissolution), la déposition chimique souterraine, l'effet des sulfates sur le béton. Ces processus sont pris en compte pour la conception des fondations en prévoyant une accommodation à l'effet, ex. secousse sismique, ou en minimisant l'effet, ex. phénomène de renard.



The more troublesome geologic concerns are sometimes referred to as "adverse geological conditions".

If construction of a ground-improvement works is necessary, then the investigation must address the construction geologic considerations associated with that works. As mentioned previously, the most common ground-improvement works for a dam foundation are excavation to suitable ground material, blanket and curtain grouting, and drainage by boreholes and adits. Examples of construction geologic considerations for these types of works are excavatability, temporary-cut-slope stability, borehole-wall stability, drillability, groutability, and penetrability. For the body of ground being investigated the geologic concerns for these considerations will generally be apparent by the time this is undertaken.

*Task 6 : Identify general geologic considerations and concerns*

The general geologic considerations are as follows :

<b>NATURAL GEOLOGIC HAZARDS</b>	<b>GEOLOGIC SHALLOW ALTERATION PROCESSES</b>
<p><i>Tectonic processes</i></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Earthquakes and faulting</li> <li>• Volcanoes and associated phenomena</li> <li>• Crustal deformation</li> </ul> <p><i>Surficial processes</i></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Ground failures</li> <li>• Erosion and sedimentation</li> <li>• Glaciers</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Recomposition (chemical and biological)</li> <li>• Deformation and straining</li> <li>• Subsurface erosion (mechanical &amp; chemical)</li> <li>• Subsurface deposition (mechanical &amp; chemical)</li> <li>• Wetting and drying (hygroscopic water)</li> </ul> <p>ATTACK ON ENGINEERING MATERIALS BY GEOLOGIC AGENTS</p> <p>BIOTIC ACTIVITY</p> <p>HUMAN ACTIVITY</p>

The impact of each of these general considerations on the geologic domain is predicted for the site in general, and the results incorporated into the body of ground under study. Common processes or concerns applicable to a dam foundation are earthquake waves, subsurface mechanical and chemical erosion (solution processes), subsurface chemical deposition, and sulfate attack on concrete. These processes are accounted for in the foundation design by accommodating the effect, e.g., earthquake shaking, or by alleviating or minimizing the effect, e.g., piping.

### *Tâche 7 : Sélectionner la méthode de prédiction du comportement du terrain*

Comme il y a plusieurs considérations géologiques à prendre en considération séparément, on décide pour chacune comment la prédiction du comportement du terrain va être effectuée.

Le comportement du terrain peut être prédit par (1) des modèles mathématiques basés sur des expressions numériques formulées à partir de lois existantes, théories, critères et relations empiriques établies, (2) le jugement basé sur une discrimination systématique de toutes les connaissances existantes, d'expériences et de pratiques passées et de leur traitement sélectif pour en arriver à une conclusion, (3) une observation pertinente de modèles et prototypes physiques, et de la nature, ou (4) une combinaison de ceux-ci. Toutes les méthodes sont légitimes et peuvent être utilisées avec succès. Le choix de la bonne ou des bonnes méthodes dépend de l'existence d'expressions numériques appropriées, de la connaissance disponible, de l'expérience et des pratiques utilisables, des précédents, des exigences des lois et règlements, des risques et des coûts. Au stade de la conception, la prédiction à l'aide de modèles mathématiques et faisant appel à la déduction (jugement) constitue l'approche habituelle pour les considérations géologiques de base alors que la déduction (jugement) et l'utilisation occasionnelle de modèles mathématiques sont utilisés pour la phase construction et les considérations géologiques générales.

Les modèles mathématiques les plus communs utilisent la méthode des éléments finis (modèles élastiques et d'écoulements fluides) ou une méthode à l'équilibre limite (bloc rigide et méthode des tranches). La méthode des différences finies est parfois utilisée pour l'étude des régimes d'écoulement. Des programmes informatiques distincts sont de plus en plus disponibles. Pour la méthode d'équilibre limite à 3 dimensions, appelée également "méthode du bloc rigide", l'utilisation de solutions graphiques manuelles ou par ordinateur pour la représentation des données sur des projections sphériques est couramment utilisée.

### *Tâche 8 : Prédire le comportement du terrain*

Concernant les méthodes de prédiction choisies, des données appropriées doivent être disponibles pour assurer le niveau de confiance désiré. Le besoin d'obtenir des données additionnelles est reporté à la tâche d'acquisition de données. Comme la caractérisation géologique existante est modifiée par les nouvelles données ou par l'addition de travaux d'amélioration des sols, une prédiction révisée du comportement du terrain devient vraisemblablement nécessaire. Si un modèle mathématique est utilisé, une étude de sensibilité aux différents paramètres peut être utile à la compréhension du comportement du terrain. Une fois la prédiction du comportement effectuée, les résultats sont encore comparés aux expériences passées et sont sujets à une revue indépendante lorsque la situation l'exige.

### *Tâche 9 : Choisir, si nécessaire, des travaux d'amélioration du terrain pour faire face au comportement identifié*

Après avoir prédit le comportement du terrain correspondant à une considération géologique, si ce comportement est inacceptable ou marginal, des

*Task 7 : Select method to predict relevant ground behavior*

Because there are many geologic considerations that must be addressed separately, a decision is made for each as to how the relevant behavior of the ground is to be predicted.

Behavior of the ground is predicted by (1) mathematical models using numerical expressions that are formulated from existing laws, theories, criteria, and established empirical relationships, (2) inference employing systematic discrimination of all existing knowledge and past experiences and practices and selective processing of such to arrive at a conclusion, (3) pertinent observation of physical models and prototypes and nature, or (4) a combination of these. All methods are legitimate and can be used successfully. Selection of the proper method or methods depends upon the existence of suitable numerical expressions, available knowledge, retrievable experiences and practices, precedence, law and regulatory requirements, risks, and cost. At the design stage prediction by mathematical models tempered by inference (judgment) is normally used for the basic geologic considerations while inference, supplemented occasionally by mathematical models, is used for the construction and general geologic considerations.

The most common mathematical models utilize the Finite Element Method (elastic and fluid flow models) or a Limiting Equilibrium Method (rigid block and method of slices models). The Finite Difference Method is sometimes used to study flow regimes. Also distinct element computer codes are becoming more available. For the three-dimensional Limiting Equilibrium Method, also referred to as the "Rigid Block Method", use of graphical solutions by hand or computer for data displayed on spherical projections is commonly employed.

*Task 8 : Predict relevant ground behavior*

For the selected method of prediction, appropriate data is made available to support the level of confidence desired. Additional data requirements are fed back to the data acquisition task. As the existing geologic characterization is changed by new data or the addition of ground-improvement works, revised predictions of ground behavior are likely necessary. If a mathematical model is being used, sensitivity studies of parameters can be helpful in understanding ground behavior. After predictions of ground behavior are made, results are again compared to past experiences and subjected to peer and independent reviews as the situation warrants.

*Task 9 : Select, if necessary, appropriate ground-improvement works to treat identified deficiencies*

If, after ground behavior has been predicted for a geologic consideration, behavior is unacceptable or marginal, then a ground-improvement works is required

travaux d'amélioration deviennent alors nécessaires pour atteindre un niveau de comportement acceptable. Vous trouverez ci-dessous une liste de différentes catégories de travaux avec exemples qui peuvent être entrepris de façon à améliorer le comportement du terrain (Dodd, 1991).

- *Enlèvement* de terrain indésirable et instable (par excavation, lavage, lavage au jet sous pression, fossé ou anneau autour de l'ouvrage pour isoler du terrain instable).
- *Remplissage* de surplombs et de cavités plus grandes au moyen de matériaux appropriés (béton de remplissage, matériau meuble sélectionné).
- *Remplacement* de matériau inacceptable à l'aide de matériaux appropriés (tranchées remplies de mélanges sol/bentonite, ciment/bentonite ou béton, palplanches, injection et remplissage de fractures induites par les travaux d'injection, béton de remplacement).
- *Protection* de la surface du terrain contre les charges excessives ou concentrées, mécaniques, fluides, thermiques ou chimiques et les agents (coussins de fondation, pulvins, traitements de surface, couvert végétal, drainage de surface, massif de butée, tapis amont pour allonger le chemin d'écoulement).
- *Solidification* ou *cimentation* du terrain (injection des vides, mortier liquide, injection à haute énergie, colonnes et murs ballastés).
- *Fracturation* du terrain, généralement pour augmenter la perméabilité (fracturation hydraulique avec injection de sable).
- *Renforcement* du terrain pour améliorer la résistance en compression, en tension et au cisaillement (pieux en acier, en béton, et en bois; caissons; colonnes de sable ou de pierre; micros pieux et clouage des sols; barres d'ancrage, goujons, boulons et tirants; clés de cisaillement; ajout de gravier à des sols fins).
- *Drainage* du terrain (galeries et trous de drainage, drains de carton ou de sable, électro-osmose, consolidation).
- *Densification* du terrain (dynamitage, vibro-densification, compaction dynamique, compaction par injection, compaction par pieux, pré-chargement, arrosage).
- *Traitement chimique* du terrain (traitement à la chaux, traitement au sel, injections électrochimiques).
- *Traitement thermique* du terrain - habituellement temporaire (gel, séchage, chauffage, vitrification).
- *Stabilisation externe* du terrain (murs de soutènement, bermes stabilisatrices, béton projeté, supports métalliques en tunnel).

to bring the behavior up to an acceptable level. The following are categories of works with examples that can be used to improve ground behavior (Dodd, 1991).

- *Removal* of undesirable, unstable, or burdensome ground (excavation, washing or jetting, moat or annulus around structure for isolation from unstable ground).
- *Filling* of re-entrants and larger cavities in the ground with suitable material (backfill concrete, select earth material).
- *Replacement* of unsuitable ground with suitable material (soil/bentonite-, cement/bentonite-, or concrete-filled slurry trenches, sheet piling, grouting-induced and filled fractures, concrete supplantations).
- *Protection* of the ground surface from excessive or concentrated mechanical, fluid, thermal, or chemical, loads and agents (bearing pads, pulvinos, surface coatings, vegetation covers, surface drainage, thrust blocks, upstream blankets to increase seepage paths).
- *Solidification* or *cementation* of the ground (void grouting, slush grouting, jet grouting, mixed-in-place columns and walls).
- *Fracturing* of the ground, generally to increase permeability (hydraulic fracturing with sand).
- *Adjunct reinforcement* of the ground for compression, tension, and shear resistance (steel, concrete, and wood piles; caissons; sand and stone columns; root piles and soil nails; anchor bars, dowels, bolts, and tendons; shear keys; graveling of finer soils).
- *Drainage* of the ground (drainage holes and adits, wicks, sand drains, electro-osmosis, consolidation)
- *Densification* of the ground (blasting, vibro-compaction, heavy tamping, compaction grouting, compaction piles, precompression, pre-wetting).
- *Chemical treatment* of the ground (liming, salting, electrochemical injections).
- *Thermal treatment* of the ground - usually temporary (freezing, drying, heating, vitrification).
- *External stabilization* of the ground (retaining walls, earth berms, shot-concrete skins, tunnel rib support).

Heureusement, un traitement donné améliore habituellement ou n'a pas d'impact sur le comportement de la fondation en ce qui a trait aux autres considérations géologiques, mais ceci doit être vérifié. Un exemple notable est la concentration des lignes d'écoulement (augmentation du gradient) à l'endroit d'un trou de drainage réalisé pour réduire les pressions de soulèvement.

Chaque travail d'amélioration de terrain est alors considéré comme un élément d'ingénierie séparé avec sa propre masse de terrain (comprise dans la masse primaire) et est analysé. Un travail d'amélioration peut nécessiter la réalisation d'autres travaux d'amélioration pour en permettre la construction et l'évaluation en chaîne se poursuit. À titre d'exemples les boulons de consolidation pour les talus d'excavation, les trous pour injecter du coulis et les systèmes d'assèchement.

*Tâche 10 : Préparer un programme de construction pour la réalisation des travaux d'amélioration des sols*

Un travail qui est communément oublié lors de la phase conception d'un projet est la préparation, par l'équipe de conception, d'ébauches de programmes de réalisation des travaux d'amélioration du terrain. Par exemple : la préparation d'un "programme d'injection", d'un "programme de dynamitage et d'excavation", et d'un "programme d'assèchement". Ces programmes peuvent ne pas être ceux qui seront adoptés de façon définitive par l'Entrepreneur, cependant, leur préparation donne à l'équipe de conception, l'occasion d'évaluer les exigences et la problématique anticipée lors de construction, de sorte qu'elles peuvent être adéquatement traitées dans les documents d'appel d'offres et que les propositions et les alternatives soumises par l'entrepreneur peuvent être évaluées convenablement. De plus, la disponibilité de ces programmes pendant les revues de conception facilite l'évaluation globale des conclusions techniques.

Ces programmes permettent d'évaluer quels dommages ou domaine géologique risquent de produire les activités de construction ex. fracturation par dynamitage, soulèvement par injection et quel type de nettoyage est requis pour le traitement des surfaces excavées. Si des dommages significatifs sont anticipés, ce constat est signalé à la tâche caractérisation de la masse de terrain.

*Tâche 11 : Préparer et initier le programme de validation des prédictions du comportement du terrain*

La validation des prédictions des conditions géologiques et du comportement durant et après la construction du barrage fait partie intégrante de l'investigation géologique. Les prédictions ne requièrent pas toutes une validation, mais si une position "non requise" est prise, le responsable doit être pleinement conscient des conséquences. La validation est importante car les prédictions peuvent être parfois controversées et même erronées. En raison de l'incertitude, les prédictions doivent être validées ou acceptées inconditionnellement sur une base rationnelle explicitée. Ne pas prendre une position bien établie constitue une attitude présomptueuse, insouciance et évasive. L'étendue du processus de validation dépend des conséquences d'une prédiction erronée, et de la disponibilité de systèmes de

Fortunately, a given treatment usually improves or does not impact the foundation behavior for the other geologic considerations, but this should be verified. A notable example of a cross-purpose is the concentration of groundwater flow lines (increase in gradient) at a drainage hole used to reduce uplift pressures.

Each ground-improvement works is then taken as a separate engineering device with its own body of ground (a lesser one within the primary body) and evaluated. A ground-improvement works may require other ground-improvement devices for its construction, and the chain of evaluations continues. Examples are rock bolts for excavation cut slopes, grout holes for injecting grout, and dewatering systems.

*Task 10 : Prepare designer's construction program for ground-improvement works*

A commonly overlooked assignment in the design stage of a foundation investigation is the preparation by the design team of tentative construction programs for ground-improvement works. Examples are a "grouting program", "blasting and excavation program", and "dewatering program". These programs may not be the one finally adopted by the contractor, but their preparation gives the design team an appreciation of what are the construction requirements and problems so that they can be properly addressed in the construction documents and that proposals and alternatives by the contractor can be suitably evaluated. Also having these programs available during design reviews assists in the overall assessment of the technical findings.

These programs also examine what damage might be done to the geologic domain by construction activities, e.g., blast fractures, grout jacking, and what clean up is required for excavation surfaces. If damage is significant, then it is fed back to the characterization of the ground body.

*Task 11 : Prepare and initiate program to validate ground behavior predictions*

Validating predictions of geologic conditions and behavior during and after construction of a dam is an integral part of the geologic investigation. All predictions do not require validation, but if a "not required" posture is taken, this declaration is a conscious one and made with full knowledge of the issues. Validation is important because predictions can be controvertible and also wrong. Because of this uncertainty, predictions are either validated or unconditionally accepted on the basis of some declared rationale. Not to take a stated position is presumptuous, careless, and evasive. The extent to which validation procedures are taken depends on the consequences of a faulty prediction and the availability of reliable monitoring systems. Without

surveillance fiables. Sans exception, les prédictions de comportement, en ce qui a trait aux considérations géologiques de base pour les fondations d'un barrage, nécessitent une validation.

Les trois options possibles pour effectuer la validation de prédictions géologiques-géotechniques sont (1) la validation n'est pas nécessaire, (2) valider par des observations visuelles, et (3) valider à l'aide de mesures. Quant aux prédictions ayant trait à la géologie physique, les raisons pour les valider diffèrent de celles relatives au comportement géologique; elles sont par conséquent considérées séparément.

Une conséquence importante qui peut résulter des efforts de vérification et de validation de la géologie physique durant la construction est une réévaluation du comportement du terrain, basée sur les résultats obtenus et des modifications dans le but d'améliorer la conception.

### *Tâche 12 : Préparer les rapports d'investigation*

La nécessité de préparer quelques rapports ou une série de rapports relativement à une investigation géologique-géotechnique donnée dépend de la complexité et de l'étape de l'investigation, des exigences de l'échéancier général et des besoins des différents intervenants. Indépendamment du nombre de rapports, tous les aspects de toutes les phases d'investigation doivent être documentés fidèlement. Même si cette tâche est en dernière position, différents rapports documentés doivent être produits tout au long de l'investigation.

Le rapport doit également mentionner les sujets et les items qui ont été considérés, mais jugés non pertinents ou non significatifs. Si rien n'est mentionné sur ceux-ci, leur pertinence demeure indéterminée puisqu'une omission n'indique pas nécessairement une insignifiance; des doutes apparaissent quant à la possibilité que certains aspects aient été oubliés. Tel que cité par Rowe (1977), "Quelqu'un peut ne pas être d'accord avec un jugement de valeur ou une décision, mais s'il y a une assurance que tous les aspects évalués et réglés correctement dans le processus décisionnel, la crédibilité de la décision ne sera plus mise en doute, mais seulement le jugement".

## **REFERENCES**

ASCE, 1989. Geological investigation. In: *Civil Engineering Guidelines for Planning and Designing Hydroelectric Developments*, American Society of Civil Engineers, New York, Vol. 1, Division II, Part A, Chapter 6, pp. 6-1 to 6-63 (authored by J.S. Dodd).

DODD, J.S., 1991. Contribution to Q. 66 (Dams on Difficult Foundations), *Trans. 17<sup>th</sup> ICOLD*, Vienna, 5:347-351.

ROWE, W.D., 1977. *An Anatomy of Risk*. Wiley, New York, 488 p.



exception, the behavioral predictions for the basic geologic considerations for a dam foundation require validation.

The three options available for validating geological-geotechnical engineering predictions are (1) not required, (2) validate by visual observation, and (3) validate by measurement. Because the reasons for validating predictions of the physical geology vary from those of geologic behavior, they are looked at separately.

An important consequence that may result from the efforts to check and validate the physical geology during construction is a re-evaluation of ground behavior based on these findings and a subsequent modification to improve the design.

#### *Task 12 : Document investigation*

Whether a few reports or a series of reports are written for a geological-geotechnical engineering investigation depends on the complexity and stage of the investigation, demands of the overall schedule, and the needs of the various involved groups. Regardless of the number of reports all aspects of any stage of investigation are faithfully documented. Though this task is shown last, various forms of documentation take place throughout the investigation period.

The report must also mention matters and items that were considered but were deemed not to be pertinent or significant. If nothing is said about these circumstances, their relevance remains in question because omission does not necessarily indicate unimportance, and a concern lingers that they may have been overlooked. As stated by Rowe (1977), "One may not agree with a value judgment or a decision, but if there is some assurance that all issues have been heard and dealt with fairly in making the decision, credibility will no longer be suspect, only judgment."

Imprimerie de Montligeon  
61400 La Chapelle Montligeon  
Dépôt légal : Janvier 2005  
N° 23651  
ISSN 0534-8293





---

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS  
COMMISSION INTERNATIONALE DES GRANDS BARRAGES  
151, boulevard Haussmann - 75008 Paris - France  
Téléphone : (33) 01 53 75 16 52 - Fax : (33) 01 40 42 60 71  
<http://www.icold-cigb.org/>

***Copyright © ICOLD - CIGB***

*Archives informatisées*  *Computerized Archives*

*The General Secretary / Le Secrétaire Général :  
André Bergeret - 2005*



---

**International Commission on Large Dams –  
Commission Internationale des Grands Barrages  
151 Bd Haussmann -PARIS –75008**