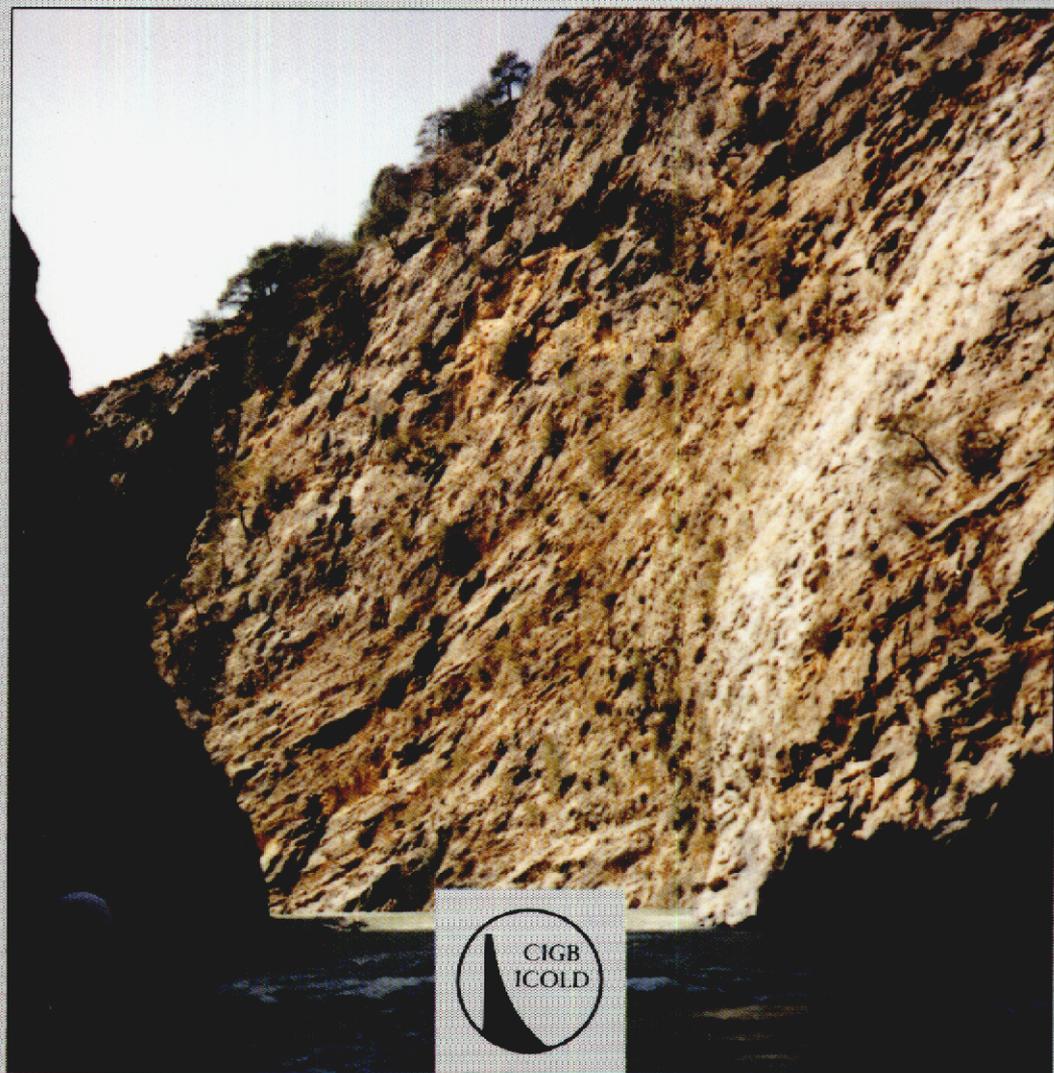


ROCK FOUNDATIONS FOR DAMS

FONDATEIONS ROCHEUSES DE BARRAGES

Bulletin 88



1993

AVERTISSEMENT – EXONERATION DE RESPONSABILITE :

Les informations, analyses et conclusions auxquelles cet ouvrage renvoie sont sous la seule responsabilité de leur(s) auteur(s) respectif(s) cité(s).

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 et à en appliquer avec précision les recommandations à chaque cas particulier.

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 referred to herein are the sole responsibility of the author(s) thereof.

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 and to apply accurately the recommendations to any particular case.

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.

This Bulletin 88 "Rock Foundations for Dams" is an updated,
enlarged edition of the Bulletin issued in 1973,
entitled Rock Mechanics and Dam Foundation Design,
prepared by P. Londe.

This new Bulletin is the work of P. Londe,
Honorary President of the International Commission on Large Dams,
and Y. Le May, Past Secretary General
of the French National Committee on Large Dams.

English translation by R. Chadwick - Figures prepared by Coyne et Bellier,
Bureau d'Ingénieurs Conseils.

*Ce Bulletin n° 88 intitulé « Fondations rocheuses de barrages »
constitue une édition mise à jour et augmentée d'un Bulletin paru en 1973,
intitulé « La mécanique des roches et les fondations des grands barrages »
et établi par P. Londe.*

*Ce nouveau Bulletin a été préparé par P. Londe,
Président Honoraire de la Commission Internationale des Grands Barrages,
et Y. Le May, Ancien Secrétaire Général du Comité Français des Grands Barrages.*

*Traduction en anglais par R. Chadwick
Figures établies par Coyne et Bellier, Bureau d'Ingénieurs Conseils.*

ROCK FOUNDATIONS FOR DAMS

FONDACTIONS ROCHEUSES DE BARRAGES

Commission Internationale des Grands Barrages - 151, bd Haussmann, 75008 Paris
Tél. : (33-1) 40 42 67 33 - Télex : 641320 ICOLD F - Fax : (33-1) 40 42 60 71

SOMMAIRE

PRÉFACE

1. LA MÉCANIQUE DES ROCHES ET LES FONDATIONS.
2. CONNAISSANCE DE LA FONDATION
3. ÉTUDE DE LA FONDATION
4. ACTION SUR LA FONDATION
5. CONCLUSION
6. RÉFÉRENCES

CONTENTS

PREFACE

1. ROCK MECHANICS AND FOUNDATIONS
2. FOUNDATION INVESTIGATION
3. FOUNDATION DESIGN
4. FOUNDATION TREATMENT
5. CONCLUSION
6. REFERENCES

TABLE DES MATIÈRES

PRÉFACE	12
1. LA MÉCANIQUE DES ROCHES ET LES FONDATIONS.....	14
1.0. Introduction	14
1.1. Historique	16
1.2. Méthode	18
1.3. Catégories de problèmes	20
2. CONNAISSANCE DE LA FONDATION	22
2.0. Introduction	22
2.1. Géologie et hydrogéologie	24
2.2. Mesures <i>in situ</i>	28
2.2.0. Introduction	28
2.2.1. Représentation de la structure géologique.....	34
2.2.2. Géophysique	38
2.2.3. Sondages	48
2.2.4. Perméabilité - Essai Lugeon	52
2.2.5. Déformabilité - Essais au vérin	54
2.2.6. Contraintes résiduelles	58
2.3. Essais au laboratoire	58
2.3.0. Introduction	58
2.3.1. Résistance à la compression	62
2.3.2. Perméabilité radiale	64
2.3.3. Résistance au cisaillement des joints	66
2.4. Auscultation	70
2.4.0. Introduction	70
2.4.1. Mesures géodésiques	70
2.4.2. Pendules inversés	74
2.4.3. Fils en galerie ou en forage	78
2.4.4. Mesures de déformations le long d'un forage	82
2.4.5. Clinomètres	86
2.4.6. Niveaux à eau (vases communicants)	86
2.4.7. Géophysique	88
2.4.8. Piézomètres et drains	90
2.4.9. Percolations et débits de fuite	96
2.5. Interprétation des essais et des mesures d'auscultation	100
3. ÉTUDE DE LA FONDATION	102
3.0. Introduction	102
3.1. Rupture des fondations rocheuses	106
3.1.0. Introduction	106

TABLE OF CONTENTS

PREFACE	13
1. ROCK MECHANICS AND FOUNDATIONS	15
1.0. Introduction	15
1.1. Origins	17
1.2. Method	19
1.3. Classification of Foundation Problems	21
2. FOUNDATION INVESTIGATION	23
2.0. Introduction	23
2.1. Geology and Hydrogeology	25
2.2. <i>In Situ</i> Measurements	29
2.2.0. Introduction	29
2.2.1. Presentation of the Geological Structure	35
2.2.2. Geophysics	39
2.2.3. Boreholes	49
2.2.4. Permeability - Lugeon Test	53
2.2.5. Deformability - Jacking Tests	55
2.2.6. Residual Stresses	59
2.3. Laboratory Tests	59
2.3.0. Introduction	59
2.3.1. Compression Tests	63
2.3.2. Radial Permeability	65
2.3.3. Shear Strength of Joints	67
2.4. Monitoring	71
2.4.0. Introduction	71
2.4.1. Geodetic Measurements	71
2.4.2. Inverted Pendulums	75
2.4.3. Wires in Adit or Borehole	79
2.4.4. Borehole Deformation Measurements	83
2.4.5. Clinometers	87
2.4.6. Water Levels (Communicating Vessels)	87
2.4.7. Geophysics	89
2.4.8. Piezometers and Drains	91
2.4.9. Seepage and Leakage	97
2.5. Interpretation of Tests and Monitoring Results	101
3. FOUNDATION DESIGN	103
3.0. Introduction	103
3.1. Rock Foundation Failure	107
3.1.0. Introduction	107

3.1.1. Modèles de mécanique des roches	106
3.1.2. Coefficient de sécurité	114
3.1.3. Calculs probabilistes	116
3.1.4. Étude paramétrique	120
3.2. Déformabilité des fondations rocheuses	130
3.2.0. Introduction	130
3.2.1. Détermination des paramètres élastiques	132
3.2.2. Influence des déformations de la roche sur le barrage	134
3.2.3. Déformations irréversibles	136
3.2.4. Influence des déformations de la roche sur les appareils d'auscultation	138
3.2.5. Déformations réelles à l'intérieur du massif rocheux	140
3.3. Effets mécaniques de la percolation de l'eau	144
3.3.0. Introduction	144
3.3.1. Forces dues à la percolation de l'eau	144
3.3.2. Modèle à fissures planes	146
3.3.3. Modèle des canalicules	148
4. ACTION SUR LA FONDATION	150
4.0. Introduction	150
4.1. Traitement des fouilles	152
4.1.0. Introduction	152
4.1.1. Prédécoupage	152
4.1.2. Pentes raides	154
4.1.3. Stabilisation par traitement de surface	158
4.1.4. Injections de consolidation	164
4.1.5. Cas des barrages en remblai	168
4.2. Renforcement des fondations	174
4.2.0. Introduction	174
4.2.1. Traitement des failles - Curage et bétonnage	174
4.2.2. Armature des roches par l'acier	180
4.3. Étanchéité et drainage	200
4.3.0. Introduction	200
4.3.1. Écrans d'injection et de drainage	202
4.3.2. Techniques d'injection	204
4.3.3. Écrans de drainage	208
4.3.4. Emplacement des écrans d'injection et de drainage	214
4.3.5. Utilisation de galeries	222
4.3.6. Parois étanches en béton	224
4.3.7. Auscultation et entretien des écrans d'étanchéité et de drainage ...	226
5. CONCLUSION	232
6. RÉFÉRENCES	234

3.1.1. Rock Mechanics Models	107
3.1.2. Factor of Safety	115
3.1.3. Probabilistic Computations	117
3.1.4. Parametric Study	121
3.2. Deformation of Rock Foundations	131
3.2.0. Introduction	131
3.2.1. Determination of Elastic Parameters	133
3.2.2. Effect of Rock Deformations on the Dam	135
3.2.3. Irrecoverable Deformations	137
3.2.4. Effect of Rock Deformations on Monitoring Instruments	139
3.2.5. Actual Deformations in the Rock Mass	141
3.3. Mechanical Effects of Seepage	145
3.3.0. Introduction	145
3.3.1. Seepage Forces	145
3.3.2. Planar Fissure Model	147
3.3.3. Preferential Channel Model	149
4. FOUNDATION TREATMENT	151
4.0. Introduction	151
4.1. Excavation Treatment	153
4.1.0. Introduction	153
4.1.1. Presplitting	153
4.1.2. Steep Slopes	155
4.1.3. Stabilizing Surface Treatment	159
4.1.4. Consolidation Grouting	165
4.1.5. Embankment Dams	169
4.2. Foundation Strengthening	175
4.2.0. Introduction	175
4.2.1. Treatment of Faults - Excavation and Concreting	175
4.2.2. Reinforcement of Rock with Steel	181
4.3. Seepage Control and Drainage	201
4.3.0. Introduction	201
4.3.1. Grout and Drainage Curtains	203
4.3.2. Grouting Techniques	205
4.3.3. Drainage Curtains	209
4.3.4. Location of Grout and Drainage Curtains	215
4.3.5. Use of Galleries	223
4.3.6. Concrete Diaphragm Walls	225
4.3.7. Monitoring and Maintenance of Grout and Drainage Curtains	227
5. CONCLUSION	233
6. REFERENCES	234

LISTE DES FIGURES ET TABLEAUX

- Fig. 1. – Maquette en plexiglas de la géologie d'un site de barrage.
- Fig. 2. – Diagrammes polaires.
- Fig. 3. – Principe du panneau sismique.
- Fig. 4. – Panneau sismique - Résultats au Verney (France).
- Fig. 5. – « Petite sismique » - Fiche d'un site.
- Fig. 6. – Corrélation expérimentale entre modules élastiques et fréquences.
- Fig. 7. – Paramètres de forage (roto-percussion).
- Fig. 8. – Cellule hydraulique triple pour essai d'eau.
- Fig. 9. – L'essai au vérin et son interprétation.
- Fig. 10. – Déformabilité fonction du temps - Charge limite.
- Fig. 11. – Essai au vérin plat - Découpage de la saignée à la scie circulaire.
- Fig. 12. – Essai de perméabilité radiale.
- Fig. 13. – Variation de la résistance au cisaillement d'une discontinuité en fonction du déplacement.
- Fig. 14. – Variation de la résistance au cisaillement en fonction de la contrainte normale, pour la résistance au pic et la résistance résiduelle.
- Fig. 15. – Barrage-voûte du Lanoux (France) - Déplacements perpendiculaires à l'appui.
- Fig. 16. – Barrage à voûtes multiples de Grandval (France) - Tassements au pied aval du contrefort C 5.
- Fig. 17. – Pendule inversé dans une fondation rocheuse.
- Fig. 18. – Barrage-voûte de Monteynard (France) - Pendule inversé dans la fondation rocheuse.
- Fig. 19. – Barrage-voûte de Monteynard (France) - Mesures au fil invar dans des galeries de rive.
- Fig. 20. – Barrage-voûte de Monteynard (France) - Résultats des mesures au fil invar dans la galerie rive droite et la galerie rive gauche, cote 423.
- Fig. 21. – Barrage-voûte de Vouglans (France) - Fils de fondation en forages.
- Fig. 22. – Distofor - Extensomètre en forage, à points multiples.
- Fig. 23. – Extensofor.
- Fig. 24. – Barrage poids-voûte de Bort (France) - Mesures de tassements au moyen de niveaux à eau.
- Fig. 25. – Piézomètre continu en forage.
- Fig. 26. – Barrage de Derbendi-Khan (Irak) - Mesures piézométriques (au piézofor).
- Fig. 27. – Barrage-voûte de Laparan (France) - Dispositif de mesures piézométriques en fondation.
- Fig. 28. – Barrage-poids de Guerlédan (France) - Efficacité du drainage de la fondation des plots 1 et 2.
- Fig. 29. – Enveloppe de Mohr d'un massif rocheux.
- Fig. 30. – Probabilité de rupture.
- Fig. 31. – Probabilité de rupture des barrages.
- Fig. 32. – Probabilité de rupture P en fonction du coefficient de variation V_v .
-

LIST OF FIGURES AND TABLES

- Fig. 1. – Plexiglass model of geology at dam site.
Fig. 2. – Polar diagrams.
Fig. 3. – Basis of a seismic panel.
Fig. 4. – Verney (France) - Seismic panel results.
Fig. 5. – « Petite Sismique » - Card for a site.
Fig. 6. – Experimental correlation between elastic moduli and frequencies.
Fig. 7. – Drilling parameter record.
Fig. 8. – Four packer water test.
Fig. 9. – Jacking test and interpretation.
Fig. 10. – Deformation vs time - Limiting load.
Fig. 11. – Flat jack test - Cutting slot with circular saw.
Fig. 12. – Radial permeability test.
Fig. 13. – Variation of joint shear resistance with displacement.

Fig. 14. – Change in peak and residual strengths with normal stress.

Fig. 15. – Lanoux arch dam (France) - Displacements perpendicular to the abutment.
Fig. 16. – Grandval multiple arch dam (France) - Settlements at the downstream toe of buttress C 5.
Fig. 17. – Inverted pendulum in rock foundation.
Fig. 18. – Monteynard arch dam (France) - Inverted pendulum in rock foundation.

Fig. 19. – Monteynard arch dam (France) - Invar wire measurements in abutment adits.

Fig. 20. – Monteynard arch dam (France) - Results of invar wire measurements in right bank adit and in left bank adit, at El. 423.
Fig. 21. – Vouglans arch dam foundation (France) - Wires in boreholes.
Fig. 22. – Distofoor - Multi position borehole extensometer.
Fig. 23. – Extensofoor.
Fig. 24. – Bort arch-gravity dam (France) - Settlement measurement by water levels.

Fig. 25. – Continuous borehole piezometer.
Fig. 26. – Derbendi-Khan dam (Iraq) - Piezofor measurements.
Fig. 27. – Laparan arch dam (France) - Piezometric measurements in foundation.

Fig. 28. – Guerlédan gravity dam (France) - Efficiency of foundation drainage below blocks 1 and 2.
Fig. 29. – Mohr envelope of a rock mass.
Fig. 30. – Probability of failure.
Fig. 31. – Probability of dam failure.
Fig. 32. – Probability of failure P vs coefficient of variation V_M .
-

- Fig. 33. – Stabilité d'un volume rocheux tétraédrique.
- Fig. 34. – Analyse paramétrique de la stabilité d'un massif rocheux.
- Fig. 35. – Analyse paramétrique de la stabilité d'un massif rocheux - Distributions triangulaires ou trapézoïdales des paramètres.
- Fig. 36. – Barrage-voûte de Hautefage (France) - Déformations hydrostatiques + irréversibles.
- Fig. 37. – Exemple de l'influence de la profondeur d'ancrage d'un pendule inversé sur la mesure du déplacement relatif de la fondation.
- Fig. 38. – Distribution des contraintes dans un massif rocheux discontinu, sous l'effet d'une charge extérieure normale et pour différents pendages.
- Fig. 39. – Barrage-voûte de Karun (Iran) - Coupe horizontale de la fouille rive droite.
- Fig. 40. – Fouilles du barrage-voûte de Kukuan (Taiwan).
- Fig. 41. – Comparaison du confortement de surface d'un rocher fissuré (a) avec des contreforts (b) avec du béton projeté.
- Fig. 42. – Plate-forme sur pentes raides.
- Fig. 43. – Barrages en remblai - Maîtrise de l'érosion au contact entre le noyau et la fondation rocheuse.
- Fig. 44. – Barrage en remblai de Gréoux (France) - Galerie en béton sous le noyau.
- Fig. 45. – Barrage-voûte de Monteynard (France) - Traitement de l'accident géologique rive droite.
- Fig. 46. – Barrage-voûte de Nagawado (Japon) - Failles bétonnées.
- Fig. 47. – Barrage-voûte de Gokcekaya (Turquie) - Traitement des failles.
- Fig. 48. – Barrage-voûte de Mansour Eddahbi (Maroc) - Traitement de la faille rive gauche.
- Fig. 49. – Armature avec de l'acier - Schémas.
- Fig. 50. – Résistance au cisaillement d'un joint rugueux.
- Fig. 51. – Barrage-voûte de Castillon (France).
- Fig. 52. – Barrage-voûte de Castillon (France) - Renforcement de la rive droite.
- Fig. 53. – Barrage-voûte de la Chaudanne (France) - Traitement de la rive droite.
- Fig. 54. – Barrage-voûte de la Chaudanne (France) - Traitement de la rive gauche.
- Fig. 55. – Barrage-voûte d'Oymapinar (Turquie).
- Fig. 56. – Barrage-voûte d'Oymapinar (Turquie) - Renforcement d'une falaise à l'amont.
- Fig. 57. – Principe de la galerie clavette de décharge.
- Fig. 58. – Galeries de décharge et clavette de confortement.
- Fig. 59. – Barrage de Santa Rosa (Mexique) - Débit de percolation en fonction du niveau de la retenue.
- Fig. 60. – Dispositions proposées pour le drainage et l'injection.
- Fig. 61. – Barrage-voûte de Kukuan (Taiwan) - Écrans d'injection et de drainage.
- Fig. 62. – Barrage poids-voûte de Bort (France) - Mesures piézométriques dans la fondation.
- Fig. 63. – Barrage poids-voûte de Bort (France) - Tapis amont en béton.
- Fig. 64. – Barrage-voûte de Kops (Autriche) - Drainage de l'appui rive droite.
- Tableau 1. – Classification du massif rocheux suivant l'état d'altération.
- Tableau 2. – Classification du massif rocheux suivant l'épaisseur des strates.
- Tableau 3. – Classification du massif rocheux suivant l'intervalle entre les discontinuités.
- Tableau 4. – Classification du massif rocheux suivant la résistance à la compression simple de la roche.
- Tableau 5. – Classification du massif rocheux suivant l'angle de frottement des discontinuités.

- Fig. 33. – Stability of tetrahedral rock volume.
- Fig. 34. – Parametric analysis of rock mass stability.
- Fig. 35. – Parametric analysis of rock mass stability- Triangular or trapezoidal distributions of parameters.
- Fig. 36. – Hautefage arch dam (France) - Hydrostatic and irrecoverable deformations.
- Fig. 37. – Example of effect of inverted pendulum anchorage depth on measured relative foundation displacement.
- Fig. 38. – Stress distribution in jointed rock with different bedding angles under applied loads.
- Fig. 39. – Karun arch dam (Iran) - Horizontal section of right bank excavation.
- Fig. 40. – Kukuan arch dam excavation (Taiwan).
- Fig. 41. – Comparison of surface strengthening techniques for jointed rock face: (a) buttresses; (b) shotcrete.
- Fig. 42. – Platform on steep slopes.
- Fig. 43. – Embankment dams - Control of erosion at the contact between the core and the rock foundation.
- Fig. 44. – Gréoux embankment dam (France) - Concrete gallery under core.
- Fig. 45. – Monteynard arch dam (France) - Right bank fault treatment.
- Fig. 46. – Nagawado arch dam (Japan) - Concreted faults.
- Fig. 47. – Gokcekaya (Turkey) - Fault treatment.
- Fig. 48. – Mansour Eddahbi (Morocco) - Left bank fault treatment.
- Fig. 49. – Reinforcement with steel - General principle.
- Fig. 50. – Shear strength of rough joint.
- Fig. 51. – Castillon arch dam (France).
- Fig. 52. – Castillon arch dam (France) - Right bank strengthening.
- Fig. 53. – Chaudanne arch dam (France) - Right bank treatment.
- Fig. 54. – Chaudanne arch dam (France) - Left bank treatment.
- Fig. 55. – Oymapinar arch dam (Turkey).
- Fig. 56. – Oymapinar arch dam (Turkey) - Strengthening of upstream cliff.
- Fig. 57. – Pressure relief drift concept.
- Fig. 58. – Pressure relief and shear key drifts.
- Fig. 59. – Santa Rosa dam (Mexico) - Seepage flow vs water level.
- Fig. 60. – Proposed arrangements for drainage and grouting.
- Fig. 61. – Kukuan arch dam (Taiwan) - Grout and drainage curtains.
- Fig. 62. – Bort arch-gravity dam (France) - Piezometric measurements in foundation.
- Fig. 63. – Bort arch-gravity dam (France) - Concrete upstream blanket.
- Fig. 64. – Kops arch dam (Austria) - Drainage of right abutment.
- Table 1. – Rock mass classification according to weathering conditions.
- Table 2. – Rock mass classification according to layer thickness.
- Table 3. – Rock mass classification according to discontinuity intercept.
- Table 4. – Rock mass classification according to uniaxial compressive strength of the rock.
- Table 5. – Rock mass classification according to friction angle of the discontinuities.

PRÉFACE

Un premier Bulletin « La mécanique des roches et les fondations des grands barrages » fut préparé par P. Londe et publié en 1973; il a connu un immense succès.

Au cours des deux dernières décennies, des progrès significatifs ont été réalisés dans ce domaine. Il était donc devenu nécessaire de prendre en compte ces nouveaux développements de la théorie et de discuter de quelques applications caractéristiques; c'est l'objet de cette seconde édition, préparée par P. Londe et Y. Le May que je remercie et félicite vivement.

Il s'agit d'un vaste domaine et bien des problèmes posés ne peuvent encore recevoir de réponses définitives: les paramètres sont nombreux, leurs valeurs dispersées et les lois de comportement de la roche complexes. Mais l'ingénieur a maintenant à sa disposition une science et une technique lui permettant de mieux connaître les qualités physiques et mécaniques du massif rocheux, d'en prévoir plus exactement le comportement et le traitement comme fondation de barrage, et d'en assurer une auscultation plus approfondie et plus précise. La sécurité de l'ensemble barrage-fondation s'en trouve renforcée.

Ce Bulletin s'adresse à tous ceux concernés par la construction des barrages: bureaux d'études, entrepreneurs et exploitants, qui y trouveront une synthèse des connaissances actuelles et de nombreux exemples d'application.

W. Pircher
Président de la CIGB

PREFACE

A Bulletin Rock Mechanics and Dam Foundation Design was prepared by P. Londe and published in 1973; it was a huge success.

Significant progress has been made over the last twenty years in this field, and it has become necessary to include for these new developments in rock mechanics and discuss a few typical applications. This is the reason for this second edition prepared by P. Londe and Y. Le May, who deserve our appreciation and congratulations for their work.

The subject is vast and many of the problems associated cannot yet be given a definitive answer, since there are many parameters whose values are scattered and the constitutive laws for *in situ* rock are complex. But engineers now have the benefit of a science and technology offering them a truer insight into the physical and mechanical properties of *in situ* rock, and enabling them to better predict its performance as a dam foundation and treat it accordingly, and monitor it more comprehensively and accurately. The end result is greater safety for the dam/foundation complex.

This new Bulletin is an invaluable review of the latest advances for all dam designers, construction contractors and operators, with abundant examples of applications.

W. Pircher
President, ICOLD

1. LA MÉCANIQUE DES ROCHES ET LES FONDATIONS

1.0. INTRODUCTION

Il n'est pas de congrès de mécanique des roches où il ne soit parlé de barrages et, réciproquement, lors de chaque congrès des grands barrages, une de ses quatre questions se rapporte – directement ou indirectement – aux roches. C'est dire combien la mécanique des roches trouve des applications dans la construction des barrages, et combien l'expérience recueillie dans le domaine des barrages inspire la mécanique des roches. En dépit de la symétrie qui règne dans cet échange, le propos du présent rapport se limite au premier cas en essayant de faire le point des *apports actuels de la mécanique des roches aux techniques des barrages*.

Si l'on construit des barrages depuis des siècles, en revanche on ne parle de mécanique des roches que depuis peu d'années. Cela ne doit pas masquer pourtant une réalité plus complexe : les ingénieurs faisaient déjà de la mécanique des roches bien avant que le vocable soit pratiqué.

Ce qui permet de parler d'une discipline nouvelle c'est la synthèse *mécanique* qui est tentée, et conduite avec succès dans bien des domaines déjà. Elle se distingue en cela des anciennes manières d'aborder l'étude des roches, qu'on se contentât de notions vagues et purement qualitatives, ou qu'on fit des assimilations parfois abusives à d'autres milieux familiers à l'ingénieur, les milieux continus par exemple. Le premier ouvrage de synthèse est sans doute la « Mécanique des Roches », de J. Talobre, publié à Paris en 1957.

Néanmoins, même dans sa forme la plus moderne, la mécanique des roches aborde encore de très nombreux aspects non strictement mécaniques du comportement des roches.

La tâche serait démesurée d'entreprendre l'examen de tous ces aspects et d'en discerner les applications aux projets de barrages. Il faut se limiter au plus important et, puisqu'il s'agit de donner l'état actuel de nos connaissances, au plus récent.

Pour ne pas disperser l'objet de ce rapport, on n'abordera que les questions de *fondation*. C'est bien le souci majeur du constructeur de barrages. Ceci ne doit pas faire oublier cependant que la mécanique des roches contribue aussi aux recherches dans d'autres secteurs : le percement des galeries, l'ouverture des grandes excavations pour les usines souterraines, le concassage des matériaux pour béton ou enrochement, etc.

Ce rapport se borne, d'autre part, à la discussion des apports de la mécanique des roches, quant à leur validité, leurs limitations, les progrès souhaités, en restant

1. ROCK MECHANICS AND FOUNDATIONS

1.0. INTRODUCTION

No congress on rock mechanics goes past without dams being mentioned and, conversely, every congress on large dams devotes – directly or indirectly – one of its four questions to rock problems. This is a measure of the extent to which rock mechanics finds applications in dam designing, and how much the experience acquired with dams boosts rock mechanics. Despite the symmetry in this exchange, this report confines itself to the first case and is an attempt at reviewing the *contribution made by the science of rock mechanics to the techniques proper to dams*.

Although dams have been built since centuries, rock mechanics as such appeared only recently, although in fact engineers were already using rock mechanics well before it was given a name.

The thing that authorizes us to speak of a new discipline is that rock mechanics attempts a *mechanical* synthesis, which has already been successful in a number of fields, and in this way it differs from the old approach to the investigation of rock foundations, because formerly, vague, purely qualitative concepts were considered enough, or because the rock was sometimes improperly considered similar to other materials with which the engineer was more familiar, e.g., continuous materials. The first published synthesis is no doubt J. Talobre's «*Mécanique des Roches*», which appeared in Paris in 1957.

Nevertheless, even in its modern form, rock mechanics still deals with many aspects of rock behaviour that are not strictly speaking mechanical.

It would be too much to try and examine all these aspects and identify their applications to dam design. Only the most important and (as the intention is to review the present state of our knowledge) most recent can be considered here.

In order not to lose sight of the purpose of this report, only *foundation* questions will be dealt with, as this is the dam builder's main concern. This should not however obscure the fact that rock mechanics is also contributing to research in other sectors such as tunnelling, large excavations for underground powerstations, crushing processes for manufacturing concrete aggregates and rockfill, and so on.

This report will discuss the new factors introduced by rock mechanics in terms of their validity, limitations and the further advances that would be desirable. We

strictement dans le *domaine du praticien*, soucieux de bien traiter les problèmes majeurs posés par les fondations et de construire de la sorte des barrages présentant toute garantie de sécurité. De nombreux exemples d'application sont donnés.

1.1. HISTORIQUE

L'ingénieur de barrages conçoit depuis des siècles ses ouvrages en tenant compte de l'observation des succès et surtout des échecs. Ce n'est pas chose facile, à en juger par la longue liste des ruptures et la très lente évolution des techniques (Smith, 1971) (1).

La cause principale des accidents, à côté des submersions par des crues imprévues, a toujours été la *rupture des fondations*.

Il serait faux de croire qu'en notre siècle on est enfin arrivé à dominer le problème. La fondation d'un barrage est une des données naturelles du site et, comme telle, elle est extrêmement difficile à appréhender dans toute sa complexité. La dimension sans cesse grandissante des barrages fait que la roche elle-même arrive à ses limites pour peu qu'elle contienne un défaut caché déclenchant un processus mécanique mal compris, ou compris trop tard. Il aura malheureusement fallu de terribles catastrophes pour montrer que les fondations rocheuses ne résistent pas toujours. On se rappelle l'inquiétude qui sous-tendait les débats du Congrès de la CIGB à Rome en 1961 après la rupture de la fondation du barrage de Malpasset, l'émotion générale au Congrès d'Edimbourg en 1964, tenu peu après le glissement du Mont Toc dans le réservoir de Vajont et la rupture du barrage de Baldwin Hills, ainsi que les discussions passionnées au Congrès de New Delhi en 1979 après la catastrophe du barrage de Teton.

Ces désastres, ainsi que d'autres moins spectaculaires, ont été à l'origine d'un effort collectif d'une ampleur sans précédent dans la profession pour chercher à interpréter et maîtriser le comportement des massifs rocheux à une échelle intéressant très directement l'ingénieur (G. A. Leonards, 1987). Il ne s'agissait, en effet, ni de l'analyse minutieuse du pétrographe, ni, à l'autre extrême, de la description grandiose du tectonicien. Il fallait aborder le problème dans un champ de dimension et de durée où la géologie classique ne se sentait pas à l'aise. Il fallait au surplus entrer résolument dans le domaine de la mécanique.

C'est alors qu'on a vu se développer des activités nouvelles, mieux adaptées aux besoins des constructeurs. D'une part, la *géologie de l'ingénieur* introduisait le quantitatif dans la géologie, jusque-là surtout naturaliste, et, d'autre part, la *mécanique des roches* appliquait les méthodes de l'ingénieur au milieu naturel rocheux. Les premières manifestations de ces nouvelles disciplines sont difficiles à déceler dans l'histoire des techniques, mais l'expansion rapide de leur audience et de leurs applications pratiques est récente. On se rappelle que le premier congrès international de la Mécanique des Roches date de 1966 et celui de la Géologie de l'Ingénieur de 1970.

(1) Les noms entre parenthèses renvoient à la liste des références, chapitre 6.

shall remain strictly on a *practical level*, as the aim is for the designer to consider the major problems connected with foundations and so build safer dams. Many examples of applications are given.

1.1. ORIGINS

For centuries, the dam engineer has been designing on the basis of past successes and, more important, past failures. It would seem that this was not an easy task, judging from the long list of failures and the very slow development of technical skills (Smith, 1971) (1).

Leaving aside overtopping by unexpected floods, the main cause of failure has always been *failure of the foundation*.

It would be wrong to think we have now come to control this problem. The foundation is one of the natural data relative to any dam site and, as such, it is extremely difficult to grasp it in all its complexity. The increasingly large size of modern dams means that the rock itself can be stressed beyond its limits if it contains any defect liable to initiate a mechanical process that is not fully understood, or that is understood too late. It is a pity that there have had to be terrible disasters to prove that rock foundations are not always strong enough. One has only to remember the deep concern discernible in the discussions at the 1961 ICOLD Congress in Rome after the foundation failure at Malpasset dam, the general feeling at the 1964 Edinburgh Congress just after Mount Toc slid into the Vajont reservoir and Baldwin Hills dam failed, and also the lively discussions at the 1979 New Delhi Congress after the disaster of Teton dam.

These and other less spectacular disasters were the cause of a collective effort of unprecedented magnitude in the profession at trying to interpret and control rock behaviour at a scale that is of direct concern to the engineer (G. A. Leonards, 1987). It was not a question of making a detailed analysis of the petrography or, at the other extreme, of drawing up a full-scale description of the tectonics. The problem had to be approached with dimensions of scale and time with which the conventional geologist felt uncomfortable. And moreover, it had to be transposed into the field of mechanics.

Out of this, new activities developed that were better suited to the needs of the dam builder. *Engineering geology* promoted the use of quantitative parameters into geology which had until then been mainly descriptive, and *rock mechanics* applied engineering methods to the natural rock environment. It is difficult to pinpoint the first signs of these new disciplines in the history of technological progress, but the rapid expansion in the number of people becoming aware of them and in their practical application is recent. It will be recalled that the first international congress on Rock Mechanics was only held in 1966 and the first international congress on Engineering Geology, in 1970.

(1) Names in brackets refer to references, Chapter 6.

1.2. MÉTHODE

Ce n'est cependant pas pour autant la fin des graves soucis de l'ingénieur de barrages. Et cela pour plusieurs raisons. D'abord, parce qu'une plus grande sûreté de jugement autorise à construire sur des sites plus difficiles. Mais aussi, et surtout, parce que la plupart des problèmes posés par les fondations rocheuses ne peuvent pas encore recevoir de réponses indiscutables. Les paramètres sont si *nombreux*, leurs valeurs en général si *dispersées* et les lois qui les régissent si *approximatives* qu'on est loin de pouvoir prétendre à la rigueur qui caractérise beaucoup d'autres techniques. C'est pourquoi, même avec l'aide de la mécanique des roches, l'ingénieur doit se contenter d'*approximations*, suffisantes il est vrai si elles sont correctes.

En revanche, il doit se garder de céder à la tentation de se livrer, comme on le voit trop souvent encore, à des calculs précis, faisant apparaître des coefficients de sécurité déterministes, nécessairement illusoire et de ce fait dangereusement faux.

Il ne s'agit donc pas de faire, au contraire de ce qu'il est possible de faire pour d'autres matières que la roche (le béton, l'acier ou parfois les sols), des calculs fondés sur des lois de comportement simples.

L'important est de juger juste. Par exemple, il ne servirait à rien d'introduire de savants développements sur le comportement de la matrice rocheuse si l'on n'avait pas vu que la rupture d'une fondation était possible par glissement de grandes masses le long de surfaces de séparation géologiques préexistantes. En d'autres termes, il faut constamment avoir l'esprit en éveil sur ce qui pourrait se passer dans certaines conditions défavorables, pas nécessairement évidentes. Il est toujours étonnant et émouvant de constater la date à laquelle Charles Terzaghi formulait prophétiquement ses conseils à notre profession. Il y a soixante ans, il écrivait : « Pour éviter les imperfections pratiques actuelles, il faut d'abord traduire d'une façon correcte les données du géologue en termes physiques et mécaniques. Puis, il faut envisager les hypothèses mécaniques les plus défavorables qui puissent résulter des conditions géologiques existantes. Enfin, il faut supposer pour le projet de l'ouvrage les possibilités les plus défavorables. Ces opérations mentales représentent l'effort de beaucoup le plus important, le plus difficile et le plus négligé dans le domaine de l'étude des fondations de barrages » (Terzaghi, 1929).

Outre l'admirable conseil qu'il donne sur la méthode, ce texte définit clairement le domaine de la mécanique des roches : *traduire en termes physiques et mécaniques les données de la géologie.* Il est bien évident que la mécanique des roches ne peut aider à résoudre que des problèmes posés en termes mécaniques. Elle ne peut également s'appliquer qu'à un objet défini géométriquement d'une façon suffisante. Si ces conditions ne sont pas remplies, il faut, ou bien faire en sorte qu'elles le soient, ou bien se résigner à mener l'étude à partir de toutes premières approximations qualitatives.

Si l'on respecte ces conditions, on tire de la mécanique des roches une aide précieuse pour la sécurité des fondations. L'essentiel de cet apport tient dans la prise de conscience des limitations de nos connaissances, compensée par une compréhension chaque jour meilleure des types principaux de comportement mécanique. La mécanique des roches conduit l'ingénieur à une conception qu'on

1.2. METHOD

The dam engineer's worries have still not come to an end. Our greater skill allows us to build on more difficult sites, but the main reason is that there can be no final and definite answer to most of the problems connected with rock foundations. There are so *many* parameters with generally such *widely varying* values, and the laws they are supposed to follow are so *approximate*, that we are still far from being able to boast the same degree of accuracy that is characteristic of so many other techniques. This is why, even with the help of rock mechanics, the engineer must content himself with *approximations*, although such approximations are indeed sufficient if they are correct.

He must refrain from trying to make exact deterministic calculations, as still happens all too often, yielding a factor of safety, necessarily unrealistic and therefore dangerously misleading.

Unlike the case with other materials, such as concrete, steel and sometimes soils, there can be no question of calculations based on straightforward equations defining behaviour.

The important thing is to make a correct assessment of the situation. To illustrate this, it would be pointless to develop scholarly behaviour patterns for the rock matrix while overlooking the fact that there is a potential failure mode by sliding of large volumes along existing geological surfaces of separation. In other words, one must keep continually in mind what might happen under certain unfavourable conditions that are not necessarily obvious at first sight. It is always surprising (and moving) to think that Charles Terzaghi gave his prophetic advice to the profession sixty years ago; he wrote: "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 unfavourable mechanical possibilities which would be expected under the existing geologic conditions; and finally to assume for the design of the structure the most unfavourable possibilities. These mental operations represent by far the most important, most difficult, and most neglected tasks in the field of dam foundations" (Terzaghi, 1929).

Besides being invaluable advice on the proper approach to foundation problems, this clearly defines the confines of rock mechanics. It must *interpret geological data in physical and mechanical terms*. It is obvious that rock mechanics can only be of help in solving problems that are presented in terms of mechanics. And it can only be satisfactorily applied to a geometrically defined case. Failing this, a way must be found of complying with these two prior conditions, or one must accept investigating the problem on the basis of very tentative qualitative approximations.

If these conditions are met, rock mechanics can provide valuable help in designing safe foundations. But the most important thing is being aware of the limitations of our present knowledge, which are however offset by our increasingly better understanding of the main types of mechanical behaviour. Rock mechanics allows the engineer to work towards what can be called a more "balanced" design

pourrait dire plus « équilibrée » de son projet, où les risques les plus variés sont systématiquement envisagés, pesés, comparés; au lieu qu'auparavant l'attention se portait sur un nombre très restreint de problèmes, analysés inutilement si les points faibles réels de la fondation étaient ailleurs.

1.3. CATÉGORIES DE PROBLÈMES

Les problèmes posés par les fondations rocheuses des grands barrages sont nombreux et peuvent être classés de bien des façons. Par exemple, on peut considérer la division : stabilité, déformabilité, perméabilité. Elle sera d'ailleurs reprise plus loin. On peut aussi classer les problèmes en fonction du degré d'approximation recherché : avant-projet, projet, étude de détail. Il a été retenu ici pour la commodité de l'exposé une division en fonction *des moyens disponibles* :

- moyens de connaissance de la fondation;
- moyens mis en œuvre pour le projet de la fondation;
- moyens d'action sur la fondation.

A l'intérieur de cette division, arbitraire comme l'aurait été tout autre, on traitera implicitement aussi bien des barrages en béton que des barrages en remblai, et aussi bien des fondations que des fouilles provisoires.

in which the widest range of potential dangers are identified, weighed, compared; whereas before, only a very limited number of problems were considered whose analysis served no useful purpose if the real weaknesses in the foundation were to be found elsewhere.

1.3. CLASSIFICATION OF FOUNDATION PROBLEMS

The very great number of problems attaching to the rock foundations of large dams can be split up and classified in various ways, e.g. under the headings stability, deformation, permeability. This classification will be referred to again farther on. Another might be based on the degree of accuracy required, e.g. as preliminary design, final design, detail studies. The following arbitrary classification based on the exploratory and remedial *measures available* will be used for the purposes of our discussion :

- foundation investigation methods;
- foundation design methods;
- foundation treatment methods.

Using this classification, the following review will deal implicitly with concrete dams and embankment dams, and foundations and temporary excavations.

2. CONNAISSANCE DE LA FONDATION

2.0. INTRODUCTION

Les travaux de reconnaissance des fondations, qui font partie de toute étude de barrage, représentent une tâche continue et progressive, s'étendant des études préliminaires jusqu'à la réalisation finale de l'ouvrage. L'auscultation du barrage et de ses fondations y fait suite. A chaque stade d'étude, et souvent en cours de construction, il y a *interaction* entre étude et reconnaissances; le projet est adapté progressivement à la connaissance croissante de la fondation (W. Pircher, 1982).

Il n'existe pas de programme type pour les travaux de reconnaissance des fondations. Chaque projet est un cas d'espèce; la définition du programme dépend, pour une grande part, de la géologie du site.

Dans le programme des études, il faut distinguer un *certain nombre de phases*. Pour chacune d'elles, les objectifs à atteindre devront être clairement définis, les reconnaissances devant fournir des informations qui seront des facteurs de décision pour la suite à donner. Cela conduit à préciser le niveau nécessaire des reconnaissances et les meilleurs moyens d'y parvenir, sans entreprendre ce qui ne sera nécessaire que dans la phase suivante.

On peut distinguer dans le programme d'études et de reconnaissances deux grandes étapes :

- dans une *première étape*, les études et reconnaissances contribuent à définir les conditions de faisabilité d'un barrage et à arrêter le type de solution optimal. Elles devront se limiter à cet objectif, aboutissant au choix du schéma d'aménagement et, en particulier, de l'emplacement et du type de barrage;

- dans une *deuxième étape*, le programme d'études et de reconnaissances complémentaires ne sera lancé qu'une fois ce choix fait. Elles serviront à la mise au point du projet de l'ouvrage retenu et, en particulier, du traitement des fondations : fouilles, consolidation, traitement des failles, écran d'étanchéité, drainage, etc.

A cette étape peut également être rattachée la phase d'exécution des fouilles permettant de découvrir les conditions géologiques réelles du site que, généralement, ne mettent pas suffisamment en évidence les reconnaissances ponctuelles antérieures. Les nouvelles informations recueillies peuvent, dans certains cas, conduire à une modification du projet en cours de travaux.

L'auscultation de la fondation pendant la construction du barrage, pendant la première mise en eau et en cours d'exploitation, parachèvera l'acquisition *progressive et continue* de la connaissance de la fondation.

La connaissance *mécanique* d'une fondation rocheuse comprend :

- une évaluation *qualitative* du comportement sous les charges appliquées par le barrage; les modes de rupture possibles font partie de cette évaluation;

2. FOUNDATION INVESTIGATION

2.0. INTRODUCTION

The foundation investigation works necessary for all dam design represent an on-going, cumulative task stretching from the project planning studies right up to final completion. Dam and foundation performance monitoring is an extension of this process. At each step in design, and even construction, there is *mutual feedback* between field work and design office, the design being gradually amended in line with the growing knowledge about the foundation (W. Pircher, 1982).

There is no standard procedure for the foundation investigations. Every dam is a “one-off” project and the content of the investigations is largely dependent on the geology at the site.

The *various steps* in the design process must be clearly understood and the goals in each step clearly defined so that the investigations may obtain the information needed to inform decisions on subsequent action. This involves stating the level of investigation needed and the best means of attaining it, leaving aside what will not be needed until the next step.

There are two main stages in the design and investigation programme :

- the *first stage* office studies and field explorations help determine the feasibility of a dam and select the most appropriate alternative. It should confine itself to this goal, leading up to deciding the general layout of the works including dam type and position;

- the *second stage* design and investigation works is not set in motion until this decision has been taken. It refines the design of the project, and specifies the foundation excavations, consolidation, fault treatment, grout curtain, drainage system, etc.

This stage can also be considered as including the digging of the foundation excavations which reveals the actual geology, not usually known with accuracy from the earlier investigations of limited areal extent. The new information so gathered leads to modifications to the design in the course of construction in some cases.

Monitoring of the foundation during construction, first filling of the reservoir and during the operational life of the dam completes the *on-going, cumulative* collection of information on the foundation.

The *mechanical* appraisal of a rock mass includes :

- a *qualitative* estimate of the response to the loads applied by the dam; this includes an assessment of possible failure modes;

– des mesures *quantitatives* des paramètres utilisés dans les calculs numériques du barrage et de sa fondation.

Plusieurs moyens doivent être mis en œuvre :

a) la géologie et l'hydrogéologie;

b) la description détaillée de la structure du site (géométrie des surfaces de discontinuité, remplissage, etc.) et la détermination des indices d'identification mécanique;

c) la mesure directe des paramètres mécaniques entrant dans les calculs;

d) l'auscultation de la fondation du barrage en service.

Il n'est pas dans le propos de ce rapport d'aborder l'étude détaillée de la géologie et de l'hydrogéologie mentionnées en (a). Cependant, il en sera rappelé d'abord l'extrême importance, qu'un certain engouement pour le calcul fait oublier à quelques ingénieurs. Car, pour comprendre ou prévoir le comportement d'un massif rocheux, il faut nécessairement savoir de quoi et comment il est fait. Et cette recherche commence par la géologie et l'hydrogéologie. C'est seulement muni de ces données de base qu'on pourra utilement entreprendre et interpréter les autres phases de la reconnaissance, en lui donnant un tour plus mécanique, que ce soit *in situ* ou au laboratoire.

Beaucoup de méthodes et d'appareils sont proposés par la mécanique des roches. Trop peut-être, et un choix doit être fait. Il a été fait ici d'une manière qui paraîtra peut-être discutable à certains lecteurs mais qui s'est voulue objective, en ne retenant que les moyens jugés efficaces ou prometteurs. Certaines des méthodes présentées ne donnent que des valeurs grossièrement qualitatives de *paramètres d'identification*, d'autres au contraire visent la mesure numérique exacte d'un *paramètre mécanique* destiné au calcul. On a cherché dans cette analyse à mettre en relief les utilités, les limitations, les perspectives de chaque méthode d'investigation.

Le plan adopté est le suivant :

- géologie et hydrogéologie;
- mesures *in situ*;
- essais au laboratoire;
- appareils d'auscultation.

2.1. GÉOLOGIE ET HYDROGÉOLOGIE

C'est donc par la géologie classique que commence la reconnaissance. L'existence d'une carte géologique aide les premières études, mais il est bien des régions du monde sans carte. Elle sera donc à faire, en couvrant une superficie beaucoup plus large que le site du barrage si l'on veut le comprendre. Car l'échelle de l'ingénieur s'inscrit comme une vue de détail dans un panorama beaucoup plus large : l'échelle régionale. Au fur et à mesure des travaux d'ailleurs, la connaissance du site éclairera en retour les hypothèses faites sur les processus géologiques régionaux.

– *quantitative* measurement of parameters used in the numerical analysis of the behaviour of the dam and foundation.

This must be done in several different ways :

- a) geology and hydrogeology;
- b) detailed description of the structure (geometry of discontinuities, infilling, etc.) and determination of engineering identification indices;
- c) direct measurement of mechanical parameters for use in the analysis;
- d) monitoring the foundation after completion of the dam.

It is not the purpose of this report to deal with the detailed geological and hydrogeological surveys under (a). But their importance must be stressed, as it is sometimes forgotten in some engineers' precipitation to compute. One must know what the rock mass consists of before being able to understand it and predict its behaviour under certain conditions. This begins with its geology and hydrogeology, and it is only after such basic data have been collected that the other phases of the study can be started and used with the emphasis on the more strictly mechanical aspects in the field and in the laboratory.

Rock mechanics offers us a wide range of methods and apparatus, perhaps too many, and the engineer must choose between them. The choice herein may seem controversial to some readers although it tries to be objective and mention only those that are considered effective or promising. Some of the methods mentioned produce only roughly qualitative values for the *identification parameters*, while others are aimed at yielding exact numerical values of *mechanical parameters* to be used in the analysis. The review that follows proposes to stress the uses, limitations and prospects of each of the methods.

They are dealt with in the following order :

- geology and hydrogeology;
- *in situ* measurements;
- laboratory tests;
- instrumentation.

2.1. GEOLOGY AND HYDROGEOLOGY

The site investigation begins then with the conventional geological survey. A geological map helps in the initial work, but for many parts of the world there are no maps, and one must be drawn to cover a much larger area than the dam site itself for the best understanding of the site. The dimensions of the area and features with which the engineer is concerned are like a detailed inset in the panorama of the regional context. Conversely, the more detailed knowledge of the small area of the site that is acquired as the exploratory work progresses throws light on the assumed regional geological processes.

Comme moyens de reconnaissances géologiques, il faut signaler l'interprétation de photos aériennes, auxquelles seront ajoutées la télédétection par la photographie à l'infra-rouge et la photographie par satellite avec traitement numérique. Cette dernière méthode est, en particulier, intéressante pour l'étude sismotectonique régionale.

Bien que l'ultime responsabilité dans un projet de barrage incombe à l'ingénieur, un géologue sera un partenaire indispensable *jusqu'à la mise en service du barrage*. Que lui demande-t-on? Tout d'abord de donner les grandes lignes de la structure de la région (donc celles qui dominent au site), puis la genèse et l'histoire des roches (donc la description stratigraphique, pétrographique et tectonique), qui feront prévoir les types de problèmes à attendre. Il s'agit bien là de la *géologie régionale*.

Il n'est pas question, comme on l'a fait parfois d'une façon injustifiée, de demander à ce stade un avis au géologue sur la faisabilité technique d'un barrage. Ce serait faire une confusion grave car les compétences d'un géologue régional ne sont pas nécessairement, et sont très rarement en fait, adéquates pour formuler un jugement technique correct en matière de barrage. Si la question lui est posée, le géologue *doit refuser* d'y répondre. Son rôle est de décrire aussi complètement que possible ce qu'est le style de la région et d'en déduire ce qu'on ne voit pas encore sur le site. Il est chargé d'aider l'ingénieur à *découvrir ce qui est caché*, de lui montrer où peuvent être les pièges de la nature.

A cette description générale de la structure fondamentale il convient d'ajouter les phénomènes récents, souvent quaternaires, qui se traduisent par les faciès d'érosion, les grands glissements et l'hydrogéologie. C'est dans cette catégorie que se place l'*hydrogéologie* du site, qu'il est bon, une fois encore, de considérer à l'échelle régionale pour commencer l'étude. C'est en tout cas nécessaire dans les faciès *karstiques*, où la réponse au problème de la faisabilité du réservoir se trouve en général dans l'investigation de zones situées à des dizaines de kilomètres du site, et est de la compétence exclusive du géologue.

Le temps est révolu où le géologue fournissait un rapport préliminaire, souvent mal compris par l'ingénieur car il ne répondait pas à une question claire. Ce rapport était classé et jamais plus consulté. Le géologue aujourd'hui reste à côté de l'ingénieur tout au long des études et des travaux, il l'aide à piloter les reconnaissances et il interprète au fur et à mesure les résultats d'observations.

Une question particulièrement difficile est parfois posée au géologue : telle *faille* du site peut-elle rejouer en cas de séisme, ou peut-elle être réactivée par la présence du réservoir? Il est en général impossible de répondre d'une façon sûre, à moins que la faille n'ait effectivement joué de mémoire d'homme, ce qui est extrêmement rare. Des centaines de barrages sont construits sur des fondations où l'on trouve parfois des dizaines de failles, certaines de grandes dimensions. Le fait qu'aucune faille n'ait jamais bougé appréciablement sous un barrage lors d'un séisme est dû à l'infime probabilité, pour une faille donnée, de jouer au cours de la vie du barrage, durée extrêmement petite en comparaison des temps sismo-géologiques. Le géologue détecte souvent des rejets de dizaines ou de centaines de

Geological investigation methods include interpretation of aerial coverage, plus infra red imaging and digitally-enhanced satellite photographs. Satellite imaging is particularly attractive for regional seismotectonics.

Although the ultimate responsibility lies with the dam designer, he must be partnered by a geologist *right up to dam commissioning*. What is required of the geologist? Firstly, to outline the *regional* (and thereby the site) structure, then the genesis and history of the rocks (and hence their stratigraphic, petrographic and tectonic description) which indicate the type of problems to be expected.

There can be no question of asking the geologist to express an opinion at this stage as to the project's technical feasibility, as is sometimes wrongly done, because the regional geologist is not necessarily, and is in fact very rarely, qualified to give a proper technical opinion on the dam itself. If he is asked to, he *should refuse*. His job is to describe the general style of the region as thoroughly as possible and deduce therefrom what is not yet known about the site. He is required to help the engineer to *find what is hidden* and point out possible pitfalls.

To this general description of the basic structure should be added the recent factors that often appear in the Quaternary and are identified by erosion processes, major slides and the hydrogeology. It is here that the site *hydrogeology* comes in which, again, is best considered on a regional scale in the beginning. This is essential with *karstic* facies where the feasibility of the reservoir is generally decided by examining areas several miles from the site and is solely the province of the geologist.

The time when the geologist gave in a preliminary report, that was often misunderstood by the engineer because it gave no answer to a well-defined question, is past. The report was usually filed away and never looked at again. To-day, the geologist works alongside the engineer for the duration of the design and construction period, helps in guiding the exploratory work and interprets the data as they are collected.

The geologist sometimes has to answer a very difficult question, whether a given *fault* at the site can become active in an earthquake, or be reactivated by the impounded water. It is usually impossible to give any definite answer except where it has been active within living memory, but this case is extremely rare. There are hundreds of dams built on foundations with sometimes dozens of shear faults that can be of large size in some cases. The fact that none has ever been reactivated to any measurable extent is because the probability of a given fault moving during the life of the dam, which is short in comparison with seismo-geological time, is infinitely small. The geologist can often find faults whose throw has attained tens and even hundreds of metres over millions of years, but the engineer is only concerned with

mètres, produits au cours de millions d'années, mais l'ingénieur s'intéresse aux mouvements possibles au cours d'une centaine d'années, seraient-ils de quelques centimètres. Les échelles ne sont pas les mêmes.

Dans l'état actuel de nos connaissances, il faut se contenter de critères géologiques et géométriques globaux pour évaluer le risque induit par la présence d'une faille (Sherard, 1973) :

- a) la longueur de la faille à l'affleurement;
- b) l'épaisseur de la zone faillée;
- c) la nature du matériau de remplissage;
- d) le rejet total;
- e) la relation avec la tectonique régionale;
- f) la date du dernier mouvement.

Dans le cas où l'ensemble de ces critères pourrait faire craindre l'activation par un séisme, il faudrait envisager l'abandon du site, en tout cas pour un grand barrage. Les dispositions constructives adoptées sur certains ouvrages pour parer au jeu éventuel d'une faille de fondation n'ont jamais été éprouvées et restent d'une efficacité douteuse.

2.2. MESURES « IN SITU »

2.2.0. Introduction

Ce chapitre est consacré aux moyens de reconnaissance mis en œuvre sur le site même du barrage. Certains s'appliquent à la phase préliminaire de l'étude, d'autres au moment où l'on a à sa disposition des sondages et des galeries. Ils sont tous typiques des développements récents de la géologie de l'ingénieur et de la mécanique des roches. Il existe d'autres essais que ceux dont il est question ici. La sélection faite, qui peut être contestée, retient ceux qui paraissent les meilleurs pour le but poursuivi : le projet d'une fondation de barrage. En revanche, les techniques d'obtention des échantillons, de forage, de reconnaissance par galeries, puits, tranchées, décapage, etc., ne sont pas décrites ici, bien qu'elles soient un des chapitres de la mécanique des roches. Il a été jugé inutile de développer ce thème, très familier aux constructeurs de barrages.

Avant d'aborder la discussion des reconnaissances, il faut dire un mot des moyens de *classification* des sites rocheux.

Les barèmes de classification des massifs sont précieux pour la comparaison des sites entre eux et, par conséquent, pour la transmission correcte de l'information.

Afin que tous les intéressés parlent le même langage et que les comparaisons ne soient pas biaisées, il est recommandé d'utiliser la classification proposée en 1980 par la Société Internationale de Mécanique des Roches, et qui est reproduite ici :

- Tableau 1 État d'altération
- Tableau 2 Épaisseur des strates

movements over a hundred or so years, even if they are only a few centimetres. The time scale and magnitudes are not the same.

In the present state of our knowledge, we must content ourselves with overall geological and geometric criteria to assess the risk connected with the presence of a shear fault (Sherard, 1973), such as :

- a) its length where it intersects the ground surface;
- b) the width of the fault zone;
- c) the kind of infilling;
- d) the total throw;
- e) its position with respect to the regional tectonics, and
- f) the time of the last movement.

If these criteria, taken together, show that there is a risk of the fault being reactivated by an earthquake, then the engineer must consider rejecting the site, at least for a large dam. Engineered safeguards against the effects of reactivated faults in the foundation have never been tested and their effectiveness remains suspect.

2.2. IN SITU MEASUREMENTS

2.2.0. Introduction

This chapter is devoted to investigations carried out on the dam site. Some of these methods apply from the very first stage of the study while others can only be used when boreholes and adits are available. They are all typical of recent developments in engineering geology and rock mechanics. There are tests other than those discussed here. Although the selection herein may be controversial, it aims at mentioning those that seem most effective for the desired end – the design of the dam foundation. Furthermore, sampling techniques, drilling, adits, trial pits, trenches, stripping, etc., are not described even though they are relevant to rock mechanics, as there seemed to be no point in going into items that are so familiar to most dam builders.

Before discussing site investigation works, a word must be said about means of *classifying* rock.

Rock classification systems are useful for comparing sites one with another and thus aid in the correct transmission of information.

To ensure that all concerned are speaking the same language and prevent warped comparisons, it is wise to follow the 1980 classification system of the International Society for Rock Mechanics, as follows :

Table 1 Weathering conditions.

Table 2 Layer thickness.

Tableau 3 Réseau de discontinuités

Tableau 4 Résistance à la compression simple de la roche

Tableau 5 Angle de frottement des discontinuités

Il serait très profitable, pour l'ensemble de la profession, que cette classification soit systématiquement et universellement utilisée.

Tableau 1

Classification du massif rocheux suivant l'état d'altération

Terme	Description	Symbole
Sain	Aucun signe visible d'altération de la roche, ou très légères décolorations limitées aux surfaces des discontinuités principales.	W ₁
Légèrement altéré	Des décolorations indiquent une altération de la roche et des surfaces de discontinuité. Le massif rocheux peut présenter des qualités un peu plus faibles qu'à l'état sain.	W ₂
Moyennement altéré	Moins de la moitié de la roche est décomposée et/ou désintégrée en sol. La roche saine ou décolorée se présente sous forme d'une structure discontinue ou de blocs.	W ₃
Très altéré	Plus de la moitié de la roche est décomposée et/ou désintégrée en sol. La roche saine ou décolorée se présente sous forme d'une structure discontinue ou de blocs.	W ₄
Complètement altéré	Toute la roche est décomposée et/ou désintégrée en sol. La structure originelle du massif rocheux est encore largement conservée.	W ₅

Tableau 2

Classification du massif rocheux suivant l'épaisseur des strates

Épaisseur (cm)	Symbole	Désignation	
> 200	L ₁ L _{1,2}	Très grande	Plus grande que la moyenne
60-200	L ₂	Grande	Moyenne
20-60	L ₃ L ₃	Moyenne	
6-20	L ₄ L _{4,5}	Petite	
< 6	L ₅	Très petite	Plus petite que la moyenne

Table 3 Discontinuity intercept.

Table 4 Uniaxial compressive strength of the rock.

Table 5 Friction angle of the discontinuities.

The whole profession would benefit enormously if this classification were universally followed at all times.

Table 1
Rock mass classification according to weathering conditions

Term	Description	Symbols
Fresh	No visible sign of rock material weathering; perhaps slight discolouration on major discontinuity surfaces.	W ₁
Slightly weathered	Discolouration indicates weathering of rock material and discontinuity surfaces. All the rock material may be somewhat weaker than in its fresh condition.	W ₂
Moderately weathered	Less than half of the rock material is decomposed and/or disintegrated to a soil. Fresh or discoloured rock is present either as a discontinuous framework or as corestones.	W ₃
Highly weathered	More than half of the rock material is decomposed and/or disintegrated to a soil. Fresh or discoloured rock is present either as a discontinuous framework or as corestones.	W ₄
Completely weathered	All rock material is decomposed and/or disintegrated to soil. The original mass structure is still largely intact.	W ₅

Table 2
Rock mass classification according to layer thickness

Intervals (cm)	Symbols	Descriptive terms	
> 200	L ₁ L _{1,2}	Very large	Larger than average
60-200	L ₂	Large	
20-60	L ₃ L ₃	Moderate	Moderate
6-20	L ₄ L _{4,5}	Small	
< 6	L ₅	Very small	Smaller than average

Tableau 3

Classification du massif rocheux suivant l'intervalle entre les discontinuités

Intervalle (cm)	Symbole	Désignation	
> 200	F ₁ F ₁₋₂	Très grand	Plus grand que la moyenne
60-200	F ₂	Grand	
20-60	F ₃ F ₃	Moyen	Moyen
6-20	F ₄ F ₄₋₅	Petit	
< 6	F ₅	Très petit	Plus petit que la moyenne

Tableau 4

Classification du massif rocheux suivant la résistance à la compression simple de la roche

Résistance R _c (MPa)	Symbole	Désignation	
> 200	S ₁ S ₁₋₂	Très grande	Plus grande que la moyenne
60-200	S ₂	Grande	
20-60	S ₃ S ₃	Moyenne	Moyenne
6-20	S ₄ S ₄₋₅	Faible	
< 6	S ₅	Très faible	Plus faible que la moyenne

Table 3

Rock mass classification according to discontinuity intercept

Intervals (cm)	Symbols	Descriptive terms	
> 200	F ₁ F _{1,2}	Very wide	Wider than average
60-200	F ₂	Wide	
20-60	F ₃ F ₃	Moderate	Moderate
6-20	F ₄ F _{4,5}	Close	
< 6	F ₅	Very close	Closer than average

Table 4

Rock mass classification according to uniaxial compressive strength of the rock

Intervals (MPa)	Symbols	Descriptive terms	
> 200	S ₁ S _{1,2}	Very high	Higher than average
60-200	S ₂	High	
20-60	S ₃ S ₃	Moderate	Moderate
6-20	S ₄ S _{4,5}	Low	
< 6	S ₅	Very low	Lower than average

Tableau 5

Classification du massif rocheux suivant l'angle de frottement des discontinuités

Angle (°)	Symbole	Désignation	
> 45	A ₁ A ₁₋₂	Très grand	Plus grand que la moyenne
35-45	A ₂	Grand	
25-35	A ₃ A ₃	Moyen	Moyen
15-25	A ₄ A ₄₋₅	Faible	
< 15	A ₅	Très faible	Plus faible que la moyenne

2.2.1. Représentation de la structure géologique

Plusieurs méthodes ont été proposées pour représenter la structure géologique tridimensionnelle du site d'une manière aussi complète que possible.

Les *accidents majeurs* doivent être dessinés sur une carte, représentant d'une façon imagée leur direction dans l'espace, par exemple par des rectangles donnant la perspective du carré unitaire (Müller, 1963). Une grande difficulté réside dans l'identification de la *continuité* d'un accident géologique rencontré dans différents sondages ou différentes galeries. Et pourtant une mince veine d'argile de grande étendue peut être plus critique qu'une poche de roche altérée de dimensions limitées. Ceci est certainement la partie la plus délicate de la reconnaissance. A ce titre, des *maquettes* du site sont extrêmement utiles (maquettes à tiges ou mieux en plexiglas) car elles sont une véritable représentation *tridimensionnelle* de la géologie (Fig. 1). Ces maquettes ont aussi le grand mérite d'éclairer les discussions entre les géologues et les ingénieurs. Il est assez couramment admis que ces maquettes doivent être présentes, aussi bien au site du futur barrage que dans le bureau où il est projeté, car elles évitent bien des malentendus. On commence à avoir recours à la CAO pour la représentation tridimensionnelle des massifs rocheux; il y a là une technique très prometteuse.

Les *accidents géologiques mineurs*, comme les fissures, les petites diaclases, les joints minces, etc., ne peuvent pas être cartographiés. On doit les traiter d'une façon statistique. Les diagrammes polaires, projection de la sphère unitaire, sont d'un usage courant. La *projection à conservation des aires* (Fig. 2 a) est souvent préférée car elle permet un comptage facile de la distribution des discontinuités dans l'espace. La *projection à conservation des angles, ou stéréographique* (Fig. 2 b), a pourtant un avantage particulier : tous les cercles de l'hémisphère sont représentés par des cercles en projection. Cette propriété permet des solutions graphiques particulièrement élégantes lorsque l'ingénieur désire utiliser les diagrammes polaires directement dans les calculs de stabilité (voir paragraphe 3.1.4). A l'objection que cette projection ne permet pas un comptage direct des fréquences de joints

Table 5

Rock mass classification according to angle of friction of the discontinuities

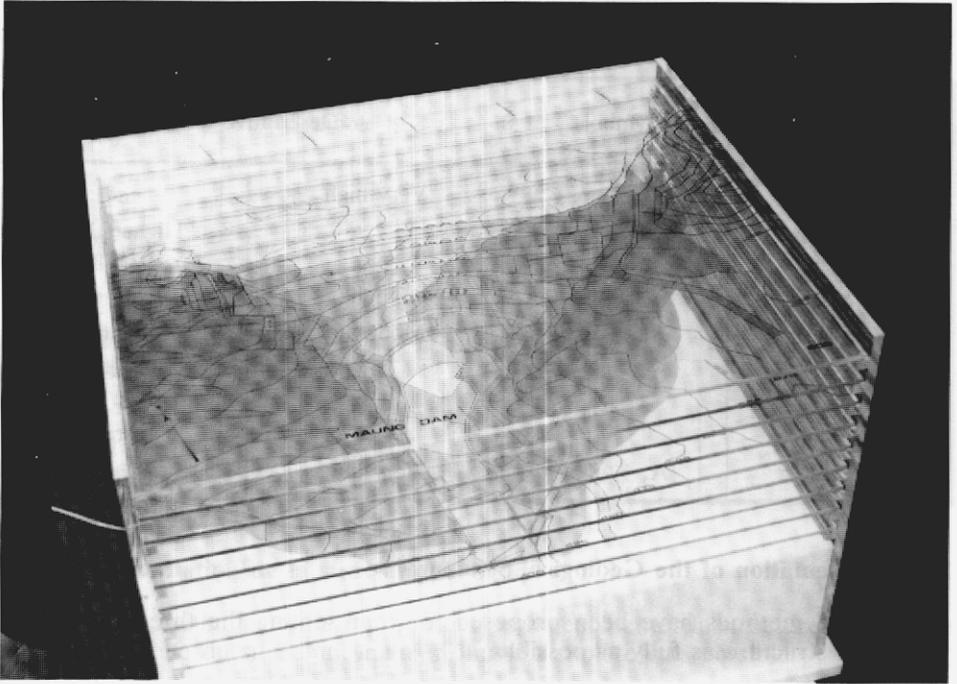
Intervals (°)	Symbols	Descriptive terms	
> 45	A ₁ A _{1,2}	Very high	Higher than average
35-45	A ₂	High	
25-35	A ₃ A ₃	Moderate	Moderate
15-25	A ₄ A _{4,5}	Low	Lower than average
< 15	A ₅	Very low	

2.2.1. Presentation of the Geological Structure

Several methods have been proposed for representing the three-dimensional geological structure as fully as possible.

The major structural features must be drawn on maps with some means of indicating their orientation in space, for instance, by means of rectangles showing a perspective view of the unit square (Müller, 1963). A major difficulty arises in trying to discern the *continuity* of features found in a number of boreholes or adits. And yet a thin clay seam of large extent can be more critical than a pocket of weathered rock of limited size. This is certainly the most exacting part of the investigations. In this respect, *scale models* of the site made from rods or preferably plexiglass are extremely useful as they give a proper *three-dimensional* picture of the geology (Fig. 1). They have the added advantage of making discussion between geologist and engineer easier. It is fairly widely accepted that there should be one on the site as well as in the design office, as it will prevent much misunderstanding. CAD methods are now emerging to provide a three-dimensional image of the rock, and are very promising.

Minor features such as cracks, small shears, thin joints, etc., cannot be mapped and they must be dealt with by statistical methods. Polar diagrams by projection of a unit hemisphere are widely used. The *equal area projection* (Fig. 2 a) is often preferred as it allows for easy plotting of the distribution frequency in space. The *equal angle projection* or *stereographic projection* (Fig. 2 b) does however have one special advantage, in that all circles on the hemisphere remain circles on the projection and this permits very neat graphical solutions if the engineer wishes to use polar diagrams directly in the stability calculations (cf. section 3.1.4.). The objection that this type of projection does not give directly the frequency of the joints in space can be met by using a special grid for counting the plotted points (Hoek and Brown, 1980). And in any case, what is the degree of accuracy in



dans l'espace, on peut répondre qu'il suffit d'utiliser une grille spéciale pour compter les joints (Hoek et Brown, 1980). De toute façon, quelle est la précision dans le relevé des joints sur le site? On connaît la distorsion des résultats due à la direction des galeries existantes et des affleurements visibles (Terzaghi, R. D., 1965). De plus, quelle serait la différence des résultats statistiques obtenus par deux équipes distinctes de géologues?

Une autre remarque fondamentale à propos de la représentation graphique de la structure est qu'aucune méthode n'est entièrement satisfaisante du fait qu'aucune ne peut couvrir tous les paramètres du problème : direction et position dans l'espace des surfaces de discontinuité géologiques, leur étendue moyenne, leur épaisseur moyenne, leur rugosité, les matériaux de remplissage, leur espacement moyen et la dispersion de tous ces paramètres. Ce qu'il faudrait mettre en œuvre en mécanique des roches serait une représentation semblable dans son esprit à ce que sont les courbes granulométriques en mécanique des sols. En effet, les différentes mailles de joints découpent le massif rocheux en blocs de tailles variées dont on doit pouvoir représenter la « granulométrie ». Mais il resterait à indiquer les autres paramètres signalés plus haut. La rugosité est particulièrement intéressante : on sait que la résistance au cisaillement et plusieurs propriétés mécaniques fondamentales des massifs rocheux sont déterminées par la *dilatance* des joints au cours du cisaillement. Ce phénomène fait l'objet de nombreuses études dans le monde entier, à la fois sur le plan expérimental et sur le plan théorique. La dilatance est étroitement liée à la forme des irrégularités des surfaces de discontinuité géologiques. En d'autres termes, la description de la rugosité de surface des joints, à toutes les échelles, est une part de la description géométrique de la structure. La façon de faire est encore un sujet de recherche (Barton *et al.*, 1985; Barton, 1987).

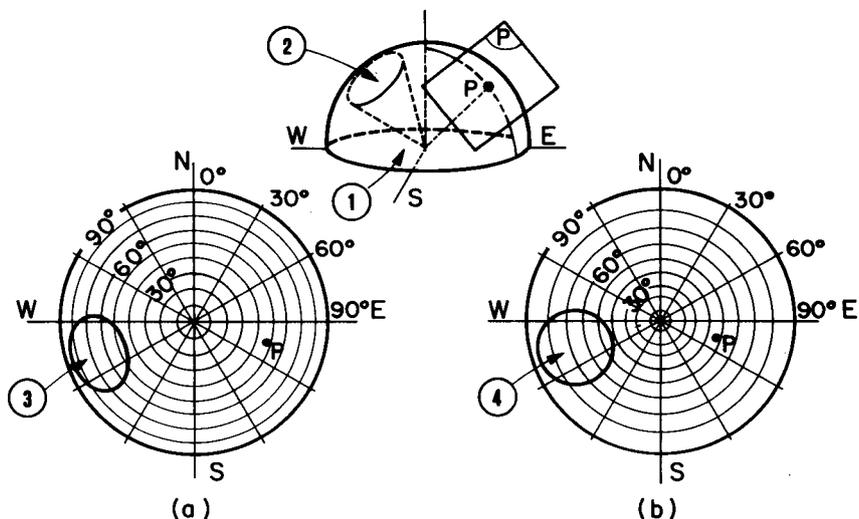
Fig. 1

Plexiglass model of geology at dam site.

Maquette en plexiglas de la géologie d'un site de barrage.

cataloguing the joints on the site? Engineers are aware that the results can be distorted by the direction of the adits and outcrops (Terzaghi, R. D., 1965). And how far would the statistical results from two separate teams of geologists coincide?

Another basic point with graphical presentations of the structure is that there is no entirely satisfactory method because none of them can cover all the parameters involved: orientation and position in space, mean extent, mean width, roughness, infilling and mean spacing of the geological discontinuities, and the scatter in each. What would be needed in rock mechanics would be something similar to the grading curves in soil mechanics. The pattern of joints breaks up the rock into different sized blocks and it should be possible to present them in terms of their "grain size". The other parameters mentioned would still have to be shown in some way. Roughness is particularly significant. It is known that the shear resistance and several other basic mechanical properties of the rock are determined by the *dilation* of joints undergoing shear. This is being studied in many parts of the world by both experimental and theoretical methods. Dilation is closely linked with the shape of the asperities on the geological surfaces of separation. In other words, the description of the joint surface roughness at all scales forms part of the geometric description of the structure. How this should be done is still a matter of research (Barton *et al.*, 1985; Barton, 1987).



La représentation graphique de résultats comprenant plus de trois paramètres est un souci permanent pour l'ingénieur. Ici, nous avons plus de dix variables. Toutes n'ont pas la même importance, mais toutes doivent être représentées, ne serait-ce que grossièrement. Des études dans cette direction vaudraient certainement la peine d'être faites. D'abord, en améliorant la représentation graphique, on permettrait une meilleure intelligence de la structure géologique par l'ingénieur et, par conséquent, ce dernier en comprendrait mieux les comportements fondamentaux. D'autre part, cela faciliterait grandement son dialogue avec le géologue.

2.2.2. Géophysique

A) La sismique réfraction

La sismique réfraction est une méthode déjà ancienne de géophysique, utilisée principalement pour mesurer l'épaisseur des roches altérées ou des couvertures de sol. Cette méthode s'est montrée extrêmement utile dans les récentes années pour la comparaison rapide de plusieurs sites possibles. La méthode fournit seulement un zonage de la profondeur en fonction de la *vitesse des ondes de compression*. En utilisant un réseau de profils et en résolvant les résultats à l'ordinateur, on obtient une information fondamentale sur un site vierge (sans sondages, ni galeries) en quelques jours et pour un prix très faible. Mais il est bien connu que la vitesse des ondes de compression n'est pas corrélée d'une façon satisfaisante aux autres propriétés mécaniques de la roche. La question qui se pose est la suivante : pouvons-nous faire confiance à cette reconnaissance sismique pour une première sélection des sites? La réponse semble être affirmative à condition de ne retenir que des différences marquées.

Fig. 2

Polar diagrams.

Diagrammes polaires.

- | | |
|---------------------------------------|---|
| (a) Equal area projection (Schmidt). | (a) <i>Projection à conservation des aires (Schmidt).</i> |
| (b) Equal angle projection (Wulf). | (b) <i>Projection à conservation des angles (Wulf).</i> |
| (1) Upper hemisphere. | (1) <i>Hémisphère supérieur.</i> |
| (2) Circle on sphere. | (2) <i>Cercle de la sphère.</i> |
| (3) Projection of circle (distorted). | (3) <i>Projection du cercle (non circulaire).</i> |
| (4) Projection of circle (circular). | (4) <i>Projection du cercle (circulaire).</i> |

The graphical presentation of results involving more than three parameters is always a headache for the engineer and, in this case, we have more than ten variables. They do not all have the same significance but they should all be represented, even if only roughly. It would certainly be worth while setting up research in this direction. Firstly, improving the graphical presentation would give the engineer a better grasp of the geological structure and enable him to apprehend the basic response patterns. It would also give him a more solid basis for his discussions with the geologist.

2.2.2. Geophysics

A) *Seismic Refraction*

Seismic refraction is a well-established method used by geophysicists to measure the thickness of weathered rock or soil cover. It has proved extremely useful as a site investigation tool for the rapid comparison between several sites. This method yields only a zoning of depth in terms of *compressive waves velocities* but, with a proper pattern of profiles and a computer, the basic information on a completely unexplored site without drillholes or adits can be obtained within the space of a few days and at minimum cost. It is well-known that compressive waves velocities are not well correlated with the other engineering properties of the rock, and the question then raised is whether we can rely upon this seismic survey for a first selection of sites. The answer seems to be yes, provided only the most salient differences are considered.

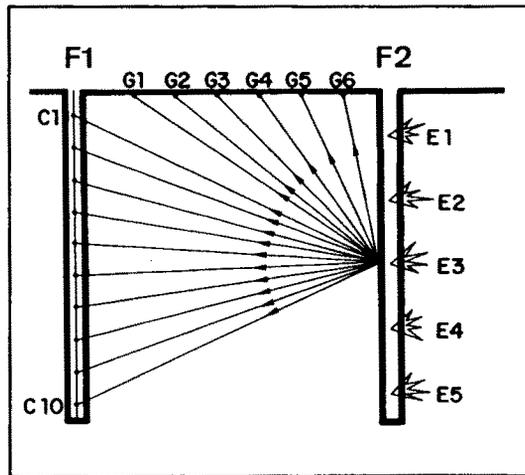
B) La tomographie sismique

Un autre développement, qui vient de l'industrie des pétroles, est la *tomographie sismique* en sondage. Un avantage important est que le forage par percussion peut être utilisé à la place du forage au diamant, ce qui est beaucoup plus économique. Il existe une bonne corrélation entre l'état de la fracturation du massif rocheux et la *vitesse des ondes de cisaillement* mesurée à l'aide de la sonde sismique.

C) Le panneau sismique

La sismique réfraction de surface est prise en défaut lorsque les exigences de l'ingénieur demandent des déterminations plus fines et des schémas moins simples que ceux de couches tabulaires et homogènes. La méthode des panneaux sismiques entre forages tente de répondre à deux questions :

- détermination fine des zones de fracturation du rocher;
- recherche de structures qui ne peuvent apparaître en sismique de surface.



On met en place dans un forage une série de capteurs sismiques C et on émet un signal E (explosif ou frappe) dans un autre forage, et ce à diverses profondeurs (Fig. 3). Pour chacun des tirs, les temps de parcours émission-réception sont enregistrés. La connaissance des distances permet à un logiciel de répartir les vitesses sismiques dans le plan des forages (M. La Porte *et al.*, 1973; Cote *et al.*, 1990). Des développements récents permettent d'aborder les problèmes tridimensionnels.

Le procédé peut être appliqué à des mesures :

- entre forages;
- entre forage et sol;
- entre galeries dans un plan horizontal ou vertical.

B) Seismic Logging

Another development, from the oil industry, is *seismic logging* of boreholes. The advantage of these methods is that percussion drilling rather than diamond core drilling can be used, resulting in a considerable cost reduction. There is a good correlation between the fracture density within the rock mass and the *shear wave velocity* of the seismic signals.

C) Cross-Hole Seismic Panel

Seismic refraction from ground level is not sufficiently accurate when the designer wants finer determinations and less simplified approximations than homogeneous, tabular strata. The cross-hole seismic method attempts to find answers to two questions :

- fine determination of rock fracture zones;
- identification of structures invisible from surface seismics.

Fig. 3

Basis of a seismic panel.

Principe du panneau sismique.

(F1) Receiving drillhole.	(F1) Forage de réception.
(F2) Transmitting drillhole.	(F2) Forage d'émission.
(C1-C10, G1-G6) Transducers or geophones.	(C1-C10, G1-G6) Capteurs.
(E1-E5) Transmitters (explosives or mechanical blow).	(E1-E5) Émission (tirs ou frappe).

Seismic sensors C are installed in a borehole to pick up the signal E (small charge or mechanical blow) emitted at different depths from another borehole (Fig. 3). The time lag between emission and reception is recorded each time. Knowing the distance, the computer distributes the seismic velocities in the intervening rock (M. La Porte *et al.*, 1973; Cote *et al.*, 1990). Recent developments attempt to handle three-dimensional aspects.

The method can be used for measurements :

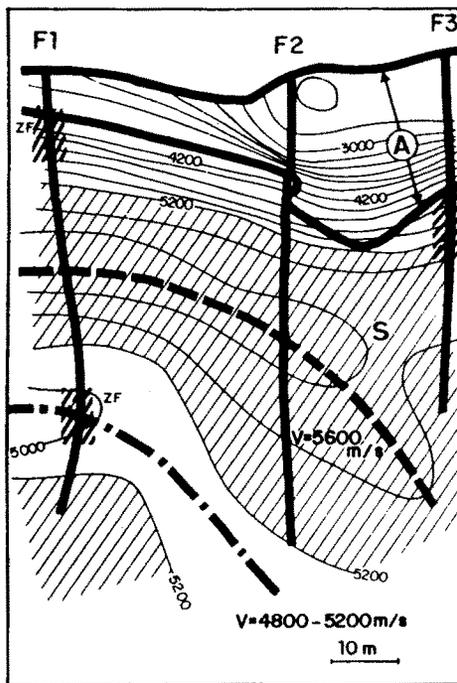
- between boreholes;
- between a borehole and ground surface;
- between adits, horizontally or vertically.

Le calcul est itératif. Il suppose que le panneau entre les forages est décomposé en carrés ou rectangles de vitesses différentes. A chaque itération, on effectue :

- un calcul de la forme des rayons sismiques courbés par réfraction;
- une modification de chacune des vitesses, telle que l'écart quadratique entre temps mesuré et temps calculé va en diminuant.

Cette méthode a été appliquée à la recherche d'un éventuel sillon glaciaire étroit, lors de l'étude d'implantation de l'usine souterraine EDF de l'aménagement hydroélectrique de Grand'Maison, un tel sillon risquant d'échapper à une prospection sismique de surface (Lakshmanan *et al.*, 1982).

Trois forages, de 50 à 80 m de profondeur, ont été réalisés. Six tirs ont été effectués dans l'un des forages et 12 capteurs ont été disposés le long de chacun des deux autres forages. Sur les enregistrements correspondants, les temps de première arrivée entre chaque point de tir et chaque capteur ont été enregistrés. La carte en courbes de niveau de la répartition des vitesses illustre les résultats obtenus (Fig. 4).



Cette carte indique la présence d'une zone superficielle à faible vitesse (environ 2 600 à 3 000 m/s) reposant sur une zone plus profonde de vitesse élevée (5 000 à 5 500 m/s). La zone S représente un surcreusement possible.

An iterative calculation process is used. The rock between the emission and reception points is modelled as squares or rectangles with different velocities. At each step, the computer :

- calculates the shape of the seismic wave path curved by refraction;
- changes each velocity to minimize the root mean square deviation between recorded and calculated times.

The method was used to find a suspected narrow glacial trough when siting the underground EDF powerstation at Grand'Maison dam, since it might have escaped identification by surface seismics (Lakshmanan *et al.*, 1982).

Three boreholes were sunk to depths of 50-80 m. Six shots were fired from one hole with 12 sensors along each of the other two. The time of first arrival between each shot point and each sensor was recorded. The contour map of velocity distribution illustrates the results (Fig. 4).

Fig. 4

Verney (France) - Seismic panel results.

Panneau sismique - Résultats au Verney (France).

(F1, F2, F3) Drillholes.

(F1, F2, F3) Forages.

(A) Alluvium.

(A) Alluvions.

(ZF) Fissured zone.

(ZF) Zone fissurée.

(S) Possible overdeepening.

(S) Surcreusement possible.

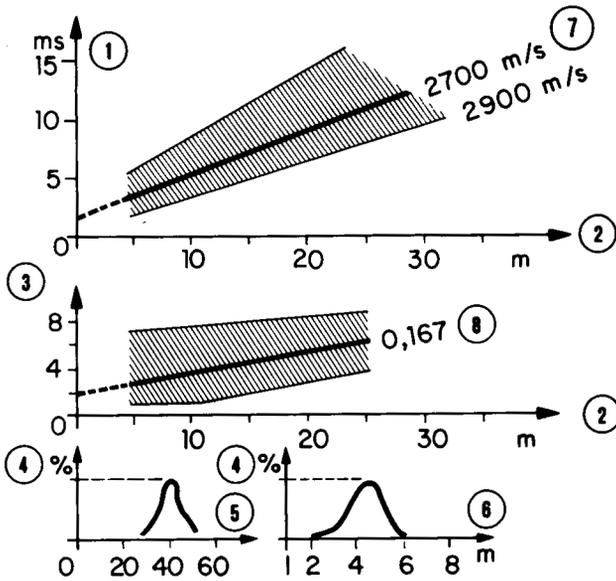
(5 200) Velocity in meters/second.

(5 200) Vitesse en m/s.

The map shows a low-velocity (2 600-3 000 m/s approx.) zone at the surface overlying a deeper high-velocity (5 000-5 500 m/s) zone. The area marked S is a possible overdeepening of the valley.

D) La « petite sismique »

La méthode appelée « petite sismique » (Schneider, 1967) est basée sur un principe entièrement différent. Au lieu d'un, *plusieurs paramètres sismiques* sont mesurés (en particulier la vitesse transversale, la longueur d'onde, l'atténuation d'énergie, etc.). Les résultats sont figurés sur une « fiche » (Fig. 5) ou un tableau de chiffres. Un peu comme un passeport, qui ne décrit pas entièrement son possesseur mais l'identifie suffisamment pour les services de police, la « petite sismique » donne une *identification* du site et permet de mettre en lumière, soit les différences, soit les similitudes avec d'autres sites. Elle a été appliquée avec succès dans plusieurs pays et mérite d'être utilisée plus largement.



Des *corrélations quantitatives* ont été établies entre des paramètres de « petite sismique » et d'autres paramètres mécaniques. La Fig. 6 en donne un exemple. Si l'on considère que la « petite sismique » d'un site ne demande que la présence d'un ingénieur pendant une semaine, il apparaît que c'est sans doute le moyen le plus économique de *description des propriétés mécaniques d'une fondation rocheuse à grande échelle*. La seule condition est d'avoir assez de surface rocheuse apparente, notamment sous forme de galeries.

Les derniers développements de cette méthode proposent l'utilisation d'un facteur global résumant les principales caractéristiques du site rocheux vis-à-vis de sa vocation à servir de fondation à un barrage.

D) « Petite Sismique »

The method called « Petite Sismique » (Schneider, 1967) is based on an entirely different principle. Not one but *several seismic parameters* (particularly transverse velocity, wave length and attenuation, etc.) are measured and shown on a card (Fig. 5) or a table of figures. Somewhat similar to a passport, which does not fully describe its holder but identifies him sufficiently for the police, the « Petite Sismique » gives the *identification* of the site and enables the differences or similarities with other sites to be detected. This technique has been successfully used in a number of countries and deserves to be used more widely.

Fig. 5

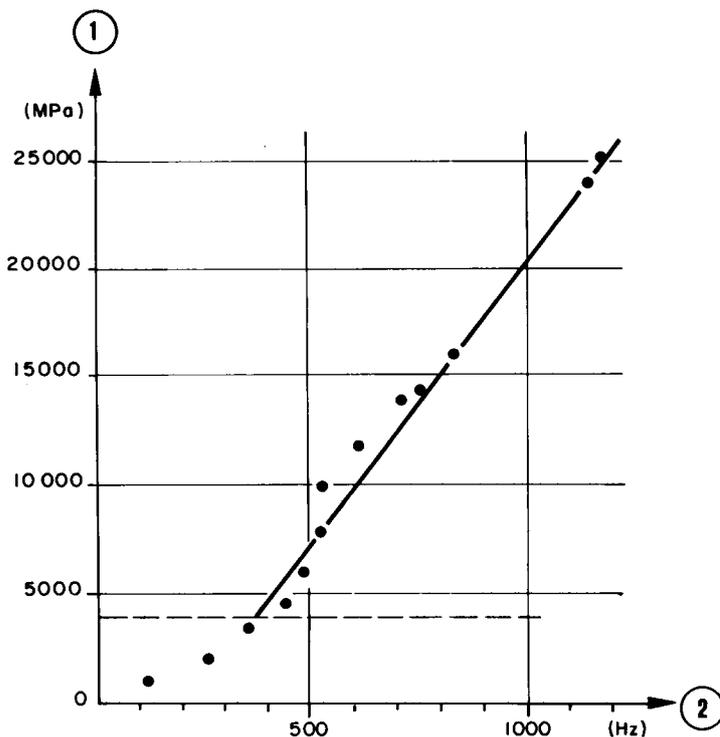
“ Petite Sismique ”, Card for a site (Schneider, 1967).

« Petite sismique », Fiche d'un site (Schneider, 1967).

- | | |
|---|---|
| (1) Time for transverse wave. | (1) Temps de parcours de l'onde transversale. |
| (2) Distance between impact and geophone. | (2) Distance entre point de choc et géophone. |
| (3) Gain (in dial units). | (3) Gain (en unités de cadran). |
| (4) Frequency. | (4) Fréquence. |
| (5) Schmidt sclerometer readings. | (5) Lectures au scléromètre de Schmidt. |
| (6) Half wave length (transverse wave). | (6) Demi-longueur d'onde (transversale). |
| (7) Median velocity. | (7) Vitesse médiane. |
| (8) Median attenuation. | (8) Atténuation médiane. |

Quantitative correlations have been established between « Petite Sismique » parameters and other engineering parameters. Fig. 6 is an example. Considering that « Petite Sismique » surveys require only one engineer for a week or so, it appears to be a cheap way of getting *useful information on a given rock foundation*. The only condition is that there should be enough rock exposed, particularly in adits.

The latest developments of this method use a lumped factor embracing all the leading features of the rock affecting its suitability as a dam foundation.



E) La gravimétrie

Les progrès de la *gravimétrie* permettent d'utiliser maintenant cette méthode géophysique pour la détection de certains vides dans le massif rocheux. Ceci est possible depuis que les gravimètres de haute sensibilité de Lacoste et Romberg ont réussi à localiser, à partir de la surface, d'anciennes carrières souterraines et des chenaux karstiques.

Plus généralement, cette méthode peut déceler des zones à forts gradients de gravité, où des reconnaissances plus précises par forage, etc., s'avèrent nécessaires.

F) Mesures de résistivités électriques

En général, les roches à l'état sec sont de très bons isolants électriques et leur résistivité (conductivité) est très sensible à l'existence de l'eau interstitielle et de ses mouvements. Cette eau se charge d'ions et permet ainsi une certaine conductibilité. Si une circulation s'établit en certains points (infiltrations), il y aura « lavage » avec diminution de la concentration des ions et réduction de la conductivité.

A l'aide de dispositifs fixes ou mobiles, mesurant les résistivités (conductivités relatives), il est donc possible de déduire le type de roche, le niveau de l'eau souterraine, et les éléments affectant le rocher (failles, cavités, voies de circulation, ...).

Fig. 6

Experimental correlation between elastic moduli and frequencies.
Corrélation expérimentale entre modules élastiques et fréquences.

(1) Static modulus (MPa).

(1) *Module statique (MPa).*

(2) 2nd wave frequency (Hz).

(2) *Fréquence de la 2^e arrivée (Hz).*

E) *Gravimetry*

The advances in *gravimetry* have made it possible to use this geophysical method for the detection of voids in rock foundations. It has been successful since high sensitivity gravimeters were built by Lacoste and Romberg and used for localizing buried quarries and karstic channels.

More generally, this method can detect zones with high gravity gradients where more precise investigation by drilling, etc., is necessary.

F) *Resistivity Profiling*

Most rocks are excellent electrical insulators when dry and their resistivity (or conductivity) is very sensitive to water in the pores, because this water picks up ions and ions promote conductivity. If the water starts to circulate (seepage), the ions will be washed away and the reduced concentration reduces conductivity.

There are stationary or moving devices to measure resistivity (relative conductivity), from which one can derive rock type, depth of water table, and faults, cavities, seepage paths and other rock features.

2.2.3. Sondages

A) RQD

Le RQD (Rock Quality Designation) est le taux de carottage que l'on obtient en ne comptant que les carottes ayant une *longueur supérieure* à 10 cm (Deere, 1968). C'est un indice de fracturation. Il s'est révélé fort utile sur de nombreux sites pour l'estimation à l'avance de la profondeur des fouilles pour atteindre le rocher sain. Un de ses avantages principaux est son coût extrêmement bas : le calcul du RQD pour des centaines de mètres de sondage peut être fait en quelques heures, soit sur le site même, soit au bureau à partir de bonnes photographies en couleur des carottes.

La question principale qui se pose est l'influence possible du soin apporté par le sondeur dans son travail sur la longueur des carottes obtenues. Cependant, on estime actuellement que, sous la réserve de l'emploi de sondeurs compétents et d'un équipement moderne, le RQD est un indice significatif. Une autre question se pose : celle de l'influence du diamètre des carottes sur le résultat. Il faut sûrement ne jamais descendre au-dessous de 50 mm.

B) Enregistrement de paramètres en forage

Le procédé consiste à enregistrer plusieurs paramètres physiques en cours de forage pour permettre de mieux définir les divers horizons géologiques traversés (Lutz, 1981, Richez, 1981). Cette méthode a été tout d'abord utilisée dans la prospection pétrolière; ses premières applications en génie civil remontent à une quinzaine d'années.

Cette technique permet de recueillir des informations géologiques, non seulement sur le massif rocheux (altération, fracturation, cavités), mais également sur les formations meubles (moraines, éboulis, alluvions...) pouvant recouvrir ce massif.

Si le procédé le plus adapté aux variations lithologiques des horizons meubles (alluvions, éboulis, ...) est l'enregistreur de paramètres installé sur un forage destructif rotatif, dans les milieux rocheux le sondage roto-percutant, plus économique, permet d'obtenir des rendements plus élevés.

En général, l'enregistrement graphique, en fonction de la profondeur, est limité à quatre paramètres :

- vitesse instantanée de perforation;
- poussée sur l'outil;
- couple de rotation (sondages rotatifs) ou vibration de l'outil (sondages roto-percutants);
- pression du fluide de perforation.

Ces paramètres sont inscrits directement sur une bande de papier graphique, dont le déroulement est proportionnel à l'avance de l'outil (Fig. 7).

Au cours de ces dernières années, la méthode a été perfectionnée en faisant appel à l'informatique. Les valeurs des paramètres sont classées et stockées sous forme numérique sur une bande magnétique ou une cassette, de façon à être

2.2.3. Boreholes

A) *RQD*

The rock quality designation (RQD) (Deere, 1968) is an index of core recovery obtained by summing the lengths of pieces of core *longer than* 10 cm and dividing this length by the total length of core. It is an index of fracture frequency and has proved very useful at many sites for estimating the depth of excavation required before reaching sound rock. One of its main advantages is its extremely low cost; the computation of RQD for hundreds of metres can be done in a few hours, either on site or in the office from colour photographs of the core boxes.

The main question is whether the drilling foreman can influence the length of individual core pieces and hence the RQD value. It is believed that, provided the drilling is carried out by qualified personnel using modern equipment, the RQD is a significant index. There is another question too: what influence does core diameter have on the results? The minimum diameter should surely be 50 mm.

B) *Drilling Parameter Record*

Several physical parameters are recorded while drilling boreholes to determine the geological horizons encountered (Lutz, 1981; Richez, 1981). The method was originally used by oil prospectors, its first application to civil engineering being about fifteen years ago.

As well as yielding information on the geology of the rock (weathering, jointing, cavities), it explores the overlying soil (moraine, scree, alluvium, etc.).

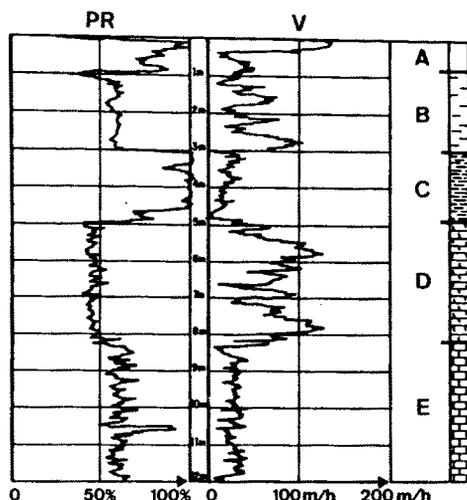
The most appropriate process for determining the changing lithology in soils (alluvium, scree, etc.) is the parameter recorder on an uncored rotary rig, whereas more economical percussion rotary plant (hammer drill) is faster in rock.

The stripchart trace versus depth is usually confined to four parameters :

- instantaneous penetration speed;
- load on bit;
- torque (rotary drilling) or vibration (percussion rotary drilling);
- drilling fluid pressure.

This data is recorded on a stripchart, whose speed is proportional to the rate of penetration of the bit (Fig. 7).

The apparatus has been improved in recent years by introducing computer technology. The parameter values are classified and stored on magnetic tape or cassette for input into and processing by the office computer (Fenoux, 1985). The



ensuite traitées sur ordinateur de bureau (Fenoux, 1985). De plus, pour tenter d'obtenir une réponse du sol qui soit à l'image de la complexité du matériau, le nombre des paramètres mesurés a été augmenté. C'est ainsi que l'appareil permet d'enregistrer huit paramètres :

- pression du fluide de forage (eau ou boue);
- couple d'entraînement des tiges de forage;
- poussée sur l'outil;
- vitesse instantanée de perforation;
- vitesse de rotation de l'outil;
- retenue, freinage sur le train de tiges en cas de passage de vides ou de terrains décomprimés;
- accélération du marteau, en cas de travail en roto-percussion;
- base de temps, intervalle de temps entre deux séries de mesures.

Les forages destructifs avec enregistrement de paramètres donnent parfois de meilleures informations que les sondages carottés : par exemple, fissures karstiques ouvertes ou colmatées. Dans de telles formations, le carottage est souvent incomplet et il est difficile de déterminer avec précision la position des fissures et la nature du remplissage.

Mais, de toute façon, des sondages carottés restent nécessaires pour la connaissance préalable des terrains traversés, afin d'adapter les conditions de perforation et d'étalonner les résultats d'enregistrement.

C) Observation des fissures par caméra de télévision

Les fissures peuvent être observées par une caméra de télévision en couleur utilisable en sondage dans le massif rocheux. L'appareil permet une visualisation sur écran et un enregistrement vidéo. Par exemple, une image agrandie huit fois permet de repérer des fissures d'ouverture supérieure à 0,1 mm.

Fig. 7

Drilling parameter record (hammer drill).

Paramètres de forage (roto-percussion).

(PR) Reflected percussion.	(PR) <i>Percussion réfléchie.</i>
(V) Drilling speed.	(V) <i>Vitesse d'avancement.</i>
(A) Top soil.	(A) <i>Limons.</i>
(B) Sand and clay.	(B) <i>Sable et argile.</i>
(C) Compact clay.	(C) <i>Argile compacte.</i>
(D) Fissured limestone.	(D) <i>Calcaire très fissuré.</i>
(E) Compact limestone.	(E) <i>Calcaire compact.</i>

number of parameters recorded has also been expanded in an attempt to reflect the complex ground conditions in the record. Eight parameters can be recorded :

- drilling mud or water pressure;
- drill string torque;
- load on bit;
- instantaneous penetration speed;
- bit rotation speed;
- pull-up on drill string when crossing voids or decompressed rock;
- hammer acceleration (in percussion rotary drilling);
- time base (time step between successive measurements).

Uncored drilling records sometimes yield better information than coring, on, for example, open or clogged karstic fissures. In this type of ground, core recovery is often incomplete, making it difficult to determine accurately the positions of the fissures and their infilling.

However, coring is always necessary to obtain prior knowledge of the ground to be crossed in order to decide the most appropriate drilling procedure and calibrate the parameter records.

C) *Closed Circuit Television*

Rock fissures can be inspected by closed circuit down-the-hole colour television, with direct screen display and video recording facility. An image enlarged by a factor of eight for example will detect fissures more than 0.1 mm wide.

2.2.4. Perméabilité - Essai Lugeon

Le célèbre essai Lugeon, proposé à l'origine par son auteur comme un simple critère d'injectabilité, est devenu quelque chose de plus.

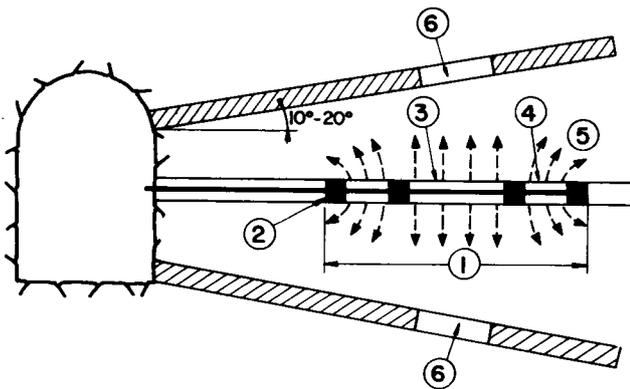
Plusieurs auteurs ont montré que l'absorption d'eau sous pression n'était pas un paramètre intrinsèque de la perméabilité mais plutôt de la *fracturation*. Aujourd'hui, il est généralement admis que la courbe du débit d'eau en fonction de la pression d'injection doit faire l'objet d'une véritable interprétation au lieu de ne fournir que la valeur unique « à 10 kg/cm² » proposée par Lugeon. Si, de plus, la longueur de la tranche essayée entre obturateurs varie, des renseignements fort importants peuvent être obtenus sur l'*ouverture et l'espacement des fissures*.

Il ne faut pas oublier que l'essai Lugeon, par suite des gradients de contrainte appliqués, a tendance à ouvrir les joints et, par conséquent, à augmenter la perméabilité initiale de la roche.

Pour établir la relation correcte entre débit et pression lors de l'essai, il faut placer les capteurs de pression dans le forage, au niveau où l'eau pénètre dans le terrain.

Une autre considération est l'influence de la direction des fissures par rapport à celle du forage servant à l'essai. L'essai doit être fait dans une direction grossièrement perpendiculaire à chaque famille de fractures ou de joints. Il est alors possible d'obtenir le *tenseur des conductivités hydrauliques* du massif rocheux et, par conséquent, d'entreprendre les calculs qui sont évoqués au paragraphe 3.3.

Enfin, de façon à obtenir dans l'essai des conditions d'écoulement bien définies, il a été proposé d'utiliser un système à *quatre obturateurs* (Louis 1970), la section centrale étant la section de mesure et les sections encadrantes servant de gardes (Fig. 8).



2.2.4. Permeability - Lugeon Test

This well-known test, originally proposed by Maurice Lugeon as a criterion for groutability, has since taken on new meanings.

Several authors have shown that the amount of water under pressure absorbed by the rock is not an intrinsic parameter of its permeability but rather of its degree of *fracturation*. It is now generally accepted that the flow vs pressure curve should be properly interpreted rather than considered as giving only the single 10 kg/cm² value proposed by Lugeon. If the length of hole packed off is varied, a great deal of information can be deduced on the *spacing and the opening of discontinuities*.

It must not be overlooked that, because of the stress gradients it applies, the Lugeon test tends to force open joints and therefore increases rock permeability above its initial value.

Pressure cells must be placed in the borehole, at the level where the water enters the rock, if a proper relationship between water take and test pressure is to be obtained.

Another consideration is the influence of the relative directions of the fissures and the hole. The test should be done more or less at right angles to each set of fissures and joints, which makes it possible to find the *hydraulic conductivity* of the rock mass and make the computations mentioned in section 3.3.

A device based on *four packers* (Louis, 1970) has been proposed to give better control of flow conditions during the test. The central section between the second and third packers is the measuring section, while the two outer sections act as flow barriers (Fig. 8).

Fig. 8

Four packer water test (Louis, 1970).

Cellule hydraulique triple pour essai d'eau (Louis, 1970).

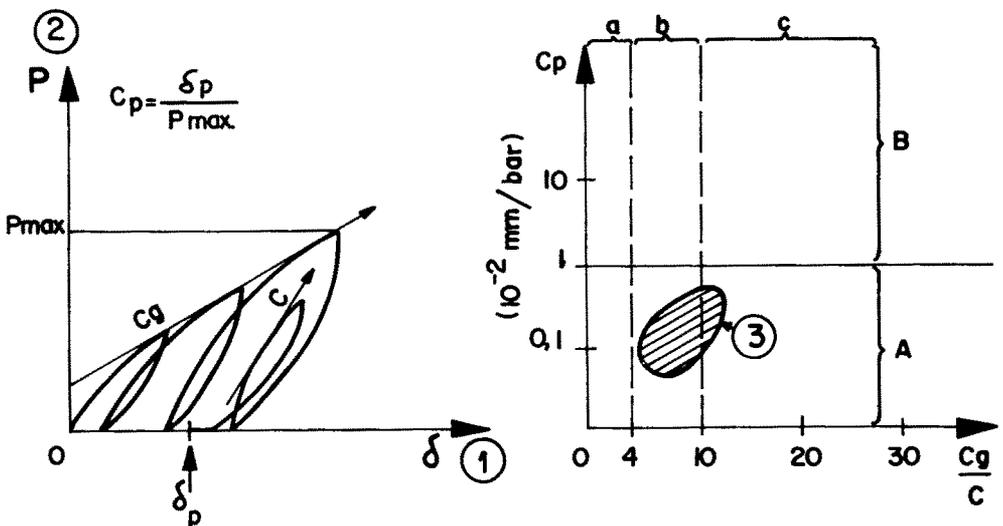
- | | |
|--|---|
| (1) Probe. | (1) <i>Cellule.</i> |
| (2) Packer (0.80 m long). | (2) <i>Obturateur (longueur : 0,80 m).</i> |
| (3) Central measuring section (2 to 5 m long). | (3) <i>Section centrale de mesure (longueur : 2 à 5 m).</i> |
| (4) Outflow barrier section (2 m long). | (4) <i>Section de garde (longueur : 2 m).</i> |
| (5) Flow lines (radial from central section). | (5) <i>Lignes de courant (radiales au centre).</i> |
| (6) Piezometers in lined holes. | (6) <i>Piézomètres dans des forages revêtus.</i> |

L'essai Lugeon donne souvent l'impression d'une grande précision qui, en réalité, ne peut pas être obtenue dans un milieu aussi complexe que la roche. Il faut reconnaître toutefois qu'il introduit une approche scientifique du problème très difficile de l'écoulement de l'eau dans les massifs fissurés et qu'à cet égard il mérite d'être employé comme pouvant seul élucider les comportements *in situ*.

2.2.5. Déformabilité - Essais au vérin

L'usage habituel de l'essai au vérin est de déterminer le module d'élasticité de la fondation en appliquant l'équation de Boussinesq aux charges et aux déplacements mesurés. Cette équation n'étant pas valable pour un milieu discontinu, elle donne le module d'élasticité d'un milieu continu « équivalent ». La première question qui se pose est : le module de déformation obtenu par un essai au vérin est-il applicable à l'échelle des dimensions du barrage?

D'autre part, les relations expérimentales que l'on obtient ne sont pas linéaires. En d'autres termes, il est possible de déduire d'un essai donné plusieurs valeurs de la déformabilité, selon l'intensité des contraintes et le signe de leur variation (chargement ou déchargement). En fait, ces courbes non linéaires peuvent fournir des indices d'identification supplémentaires du massif rocheux (Schneider, 1967). Des corrélations avec d'autres propriétés mécaniques ont montré que les pentes variées de ces courbes (Fig. 9) étaient significatives du type de fracturation du massif rocheux et de son comportement mécanique. Ce dernier aspect de l'essai au vérin peut être utilisé dans la phase préliminaire de la reconnaissance. Il aide également à l'interprétation des essais par lesquels on cherche à déterminer d'une façon quantitative la déformabilité : dans les roches fracturées il existe des contraintes limites définissant un domaine à l'extérieur duquel la notion de module d'élasticité n'a plus aucun sens.



The Lugeon test gives often the illusion of great accuracy which, in reality, is unattainable in a material as complex as rock. It must be admitted nevertheless that it does introduce a scientific approach to the very arduous problem of water seepage in rock and for this reason deserve consideration as being the only means of investigating behaviour *in situ*.

2.2.5. Deformability - Jacking Tests

Jacking tests are usually employed to determine the modulus of elasticity of the foundation rock in terms of the Boussinesq equations, which provide a relationship between this modulus and measured load and displacement. Since these equations are not applicable to a discontinuous system, they give a modulus of elasticity for an "equivalent" continuum. The obvious question is whether the deformation modulus obtained by a small jacking test can be applied to the *full scale* dam foundation.

Furthermore, experimental relationships between load and deformation are generally non-linear. In other words, several values of deformability can be inferred from any one test depending on the magnitude and the sign (loading or unloading) of the applied load. In fact, these non-linear curves can be used as an additional *identification index* for the rock mass (Schneider, 1967). Correlations with other engineering properties have shown that the different slopes of the curves (Fig. 9) are indicative of the type of fractures present and the rock's mechanical behaviour. These identification indices may be useful during the preliminary site investigation. They also help in interpreting tests aimed at quantifying the deformability, as there are stress limits in a fractured rock beyond which the concept of modulus of elasticity becomes meaningless.

Fig. 9

Jacking test and interpretation (Schneider, 1967).

L'essai au vérin et son interprétation (Schneider, 1967).

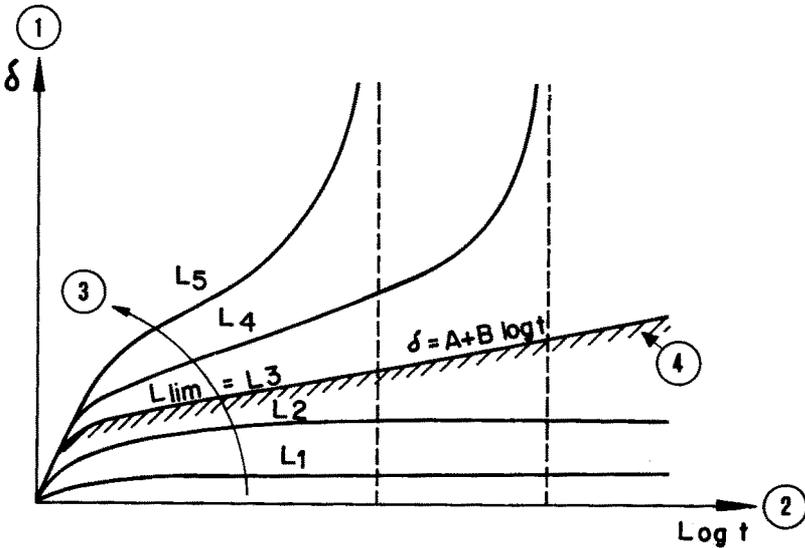
- | | |
|---|---|
| (1) Displacement of plate. | (1) <i>Déplacement de la plaque.</i> |
| (2) Plate stress. | (2) <i>Contrainte sous la plaque.</i> |
| (3) Points for a given site. | (3) <i>Points représentatifs d'un site.</i> |
| (C, Cg) Slopes. | (C, Cg) <i>Pente des courbes.</i> |
| (Cp) 10^{-2} mm/bar. | (Cp) <i>En 10^{-2} mm/bar.</i> |
| (δp) Irrecoverable displacement. | (δp) <i>Déplacement irréversible.</i> |
| (A) Zone of practically elastic deformations. | (A) <i>Zone des déformations pratiquement élastiques.</i> |
| (B) Zone of large irrecoverable deformations. | (B) <i>Zone des déformations irréversibles importantes.</i> |
| (a) Zone of compact rock. | (a) <i>Zone de roche compacte.</i> |
| (b) Zone of average rock. | (b) <i>Zone de roche moyennement ouverte.</i> |
| (c) Zone of open-jointed rock. | (c) <i>Zone de roche à joints ouverts.</i> |

Les essais au vérin cylindrique sont d'habitude exécutés dans des galeries. Cependant, en utilisant des ancrages profonds, il est possible de faire l'essai sur une surface à l'air libre. De nombreux dispositifs ont été proposés et on discute encore du meilleur appareillage : petites dimensions et fortes contraintes, ou plus grandes dimensions et faibles contraintes.

La seconde solution est plus chère, mais se rapproche mieux sans doute des conditions de l'ouvrage futur. Tout se ramène à la discussion de l'effet d'échelle attaché à la déformabilité.

L'utilisation de vérins en sondage (dilatomètres) a été mise au point dans plusieurs pays. L'avantage est de pouvoir faire la reconnaissance en profondeur. Quoique le champ de contrainte soit entièrement différent de celui résultant du chargement d'une plaque, la discussion est fondamentalement la même que pour les essais au vérin en galerie. Toutefois, les parois d'un sondage sont probablement moins affectées par l'opération de forage que ne le sont les parois d'une galerie par l'explosif. Ceci joue en faveur des mesures faites en sondage.

De nombreux essais au vérin ont montré que les déformations *dépendaient du temps*. Il est donc important de contrôler le comportement sous charge permanente, quoique la durée et le prix de ce contrôle empêchent souvent de l'entreprendre *in situ*. Il semble que l'évolution « maximale » des déformations que l'on puisse tolérer, sous charge permanente, soit une loi linéaire en logarithme du temps (Fig. 10). La charge correspondante est une *limite* au-delà de laquelle la rupture de la roche se produit au bout d'un temps fini. L'essai peut être fait à la paroi ou en forage. Là encore se pose la question de l'effet d'échelle, qui très probablement affecte la charge limite.



(3) $L_1 < L_2 < L_{lim} < L_4 < L_5$

Cylindrical jacking tests are usually performed in adits, but they can also be run at the surface if the load reaction is provided by deep anchors. A number of different arrangements have been suggested and discussion as to the most suitable type of equipment is continuing, i.e. small load area and high stress, or large load area and low stress.

The latter alternative is more expensive but probably closer to the conditions that will apply once the full scale structure is built. In fact, the crucial point of this argument is the question of the importance of scale effect on deformability.

Borehole jacks (dilatometers) have been developed in several countries and have the advantage of being capable of application at depth within the rock mass. Although the stress field is entirely different from that developed by ordinary jacks, the same sort of discussion applies here as for adit tests. It would seem however that the walls of a borehole are probably less disturbed by drilling than the walls of an adit driven by blasting. This is a point in favour of borehole measurements.

Many jacking tests show that deformation is *time-dependent*, meaning that it is important to investigate the behaviour of the rock under sustained loading, although such tests are not often carried out *in situ* because of the time and cost involved. It seems that the maximum strain rate under constant load that can be accepted is that corresponding to the linear curve where strain is plotted against the logarithm of time (Fig. 10). The load giving this behaviour is the *maximum permissible load* above which failure of the foundation will occur after a finite lapse of time. The test can be carried out on a rock wall or in a borehole. The influence of the scale of the test upon the time-dependent characteristics measured is an important point, as it probably affects the limiting load value.

Fig. 10

Deformation vs time. Limiting load.

Déformabilité fonction du temps. Charge limite.

- | | |
|--|--|
| (1) Deformation. | (1) <i>Déformation.</i> |
| (2) Time (log scale). | (2) <i>Temps (échelle logarithmique).</i> |
| (3) Increasing load L. | (3) <i>Charge L croissante.</i> |
| (4) Limiting load ($L_{lim} = L_3$). | (4) <i>Charge limite ($L_{lim} = L_3$).</i> |

2.2.6. Contraintes résiduelles

Il peut être important de connaître les contraintes existantes d'origine tectonique qui règnent dans la fondation avant d'appliquer de nouvelles charges par le barrage. Bien que cette mesure soit rarement faite dans les fondations superficielles, il est des cas où de fortes contraintes se sont révélées près de la surface, par exemple au pied d'une haute falaise.

La première méthode employée est celle du vérin plat (Fig. 11) qui a le grand avantage de donner directement une contrainte, mais seulement à faible distance de la surface libre du massif.

La seconde méthode utilise des jauges de contrainte ou des matériaux photoélastiques collés au fond d'un forage, qui est ensuite soustrait au champ de contrainte par *surcarottage*. Il est ainsi possible de connaître l'état de contrainte en profondeur dans la masse rocheuse, mais le module de déformation (peut-être est-il de plus anisotrope) doit être mesuré séparément.

Il semble que les deux types de méthode soient concurremment utilisées avec leurs avantages et leurs inconvénients.

2.3. ESSAIS AU LABORATOIRE

2.3.0. Introduction

Les essais de laboratoire qui peuvent être utilisés pour la reconnaissance d'un site sont en nombre très limité, car le comportement des massifs rocheux est dominé par la disposition et la nature des surfaces de discontinuité géologiques, alors que les échantillons envoyés au laboratoire sont constitués par la matrice rocheuse de caractéristiques supérieures. Il y a pourtant deux raisons pour faire l'étude d'échantillons au laboratoire.

La première est que la matrice donne une indication sur certains des problèmes qui se poseront probablement à l'échelle du massif. En fait, la matrice est souvent un modèle réduit du massif rocheux puisqu'elle a subi comme lui, et de la même façon, l'histoire géologique et tectonique du site. Un essai sur un petit échantillon de la matrice rocheuse donne à cet égard *des indices d'identification* supplémentaires. La seconde raison est qu'il est en général nécessaire de mesurer la résistance propre des surfaces de discontinuité du massif et, si le prélèvement de ces échantillons est possible, le meilleur endroit pour faire l'essai est le laboratoire.

Dans ce chapitre, on s'est limité aux essais qui semblent significatifs, dans l'état de nos connaissances, pour l'identification ou le calcul d'une fondation rocheuse :

- résistance à la compression simple;
- perméabilité radiale;
- résistance au cisaillement de joints.

Les autres essais possibles, qui sont en grand nombre, n'ont pas le même intérêt, dans le cadre de ce rapport, pour l'étude pratique des fondations.

2.2.6. Residual Stresses

Before applying a new load to a rock foundation, it may be important to know the magnitude of stresses of tectonic origin which may already exist within the rock mass. They are not often measured for dam foundations but there are cases where high stresses can develop near the surface, e.g. at the toe of high cliffs.

One method of measuring these residual stresses uses a *flat jack* (Fig. 11) which has the great advantage of giving a direct stress measurement, although only to a limited depth from the free surface.

An alternative method is to use strain gauges or photoelastic materials bonded into the borehole and stress relieved by *over-coring*. In this way, the stresses at depth within the rock mass can be measured, but the deformation modulus (which may moreover be anisotropic) must be measured separately.

Both methods, with their advantages and drawbacks, appear to be in general use.

2.3. LABORATORY TESTS

2.3.0. Introduction

Only a limited number of tests which can be carried out in the laboratory are considered relevant to site investigation, the reason being that the behaviour of the rock mass is governed by the orientation and nature of the discontinuities in the rock mass, whereas the samples sent to the laboratory generally consist of the stronger material. There are, however, two reasons for studying samples in the laboratory.

The first is that the behaviour of small pieces of rock material gives a clue to some of the problems likely to arise in the full scale rock mass of the site. In fact, the rock material is often a small scale model of the rock mass because it has passed through the same tectonic and geological history, so that tests on a small sample of intact rock give a useful *identification index* which can assist in the engineering appraisal of the rock mass. The second reason for laboratory testing is that it is generally necessary to measure the specific resistance to deformation of the discontinuities and the best place to do this is in the laboratory, provided suitable samples can be obtained.

The following discussion is confined to those tests that, in the present state of our knowledge, seem important in the identification and analysis of rock foundations, i.e. :

- compression tests;
- radial permeability;
- shear strength of joints.

The long list of other tests available are considered as being of lesser relevance for the purposes of this report to practical foundation design.

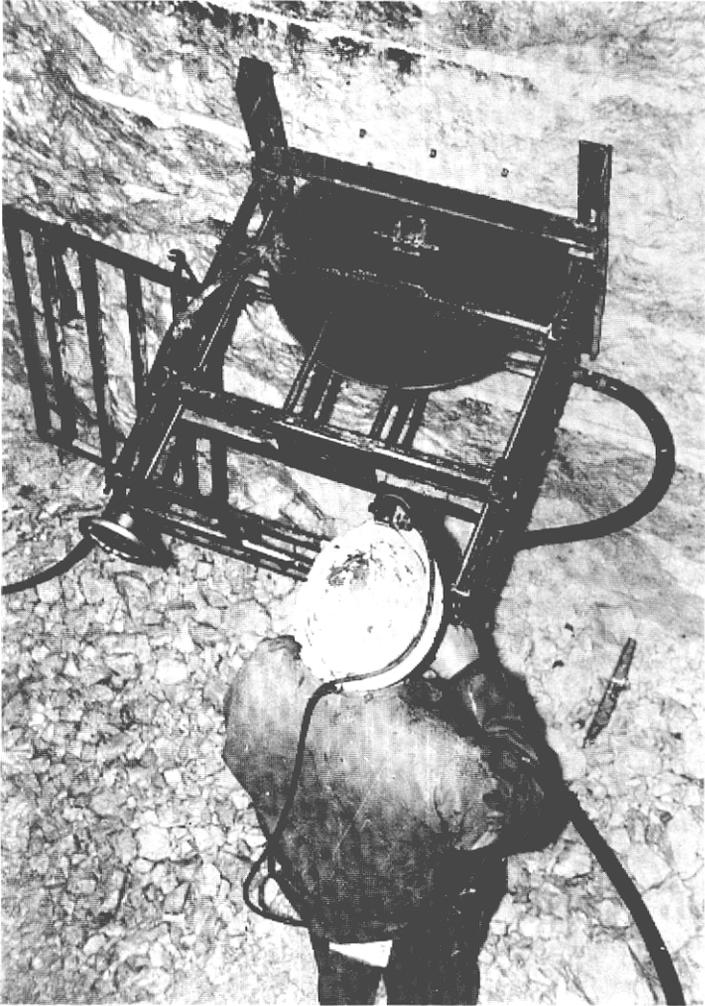


Fig. 11

Flat jack test. Cutting slot with circular saw (photo S.E.I.L.).

Essai au vérin plat. Découpage de la saignée à la scie circulaire (photo S.E.I.L.).

2.3.1. Résistance à la compression

La *résistance à la compression uni-axiale, sans contrainte de confinement*, est facile à mesurer et constitue un indice d'identification de la matrice rocheuse souvent suffisant. Les essais de résistance plus compliqués, qui sont extrêmement nombreux, ont très peu d'applications pratiques pour la reconnaissance d'une fondation. Les résultats de l'essai de compression, comme tous les autres essais sur la roche, sont toujours dispersés. Cette propriété est liée à la caractéristique fondamentale de la roche, milieu discontinu : les propriétés mécaniques sont dominées, à toutes les échelles de dimension, par les surfaces de discontinuité géologiques qui provoquent à la fois *la dispersion* et *l'effet d'échelle*. Est-ce une raison pour se passer des essais de compression comme on l'a parfois prétendu? On peut considérer, au contraire, que cet essai simple renseigne d'une façon très utile, quoique seulement *qualitative*, sur la fondation :

a) la valeur moyenne de la résistance permet une *classification* des sites;

b) les variations d'une zone à l'autre du même site renseignent sur son *hétérogénéité*;

c) l'anisotropie de la résistance mesurée sur échantillon est une indication d'une *anisotropie* possible à grande échelle;

d) la dispersion des résultats sur de petits échantillons est un *indice de la fracturation de la matrice*, qui n'est pas indépendant de l'histoire tectonique du massif.

Une autre façon de tirer parti de la dispersion observée est d'en profiter pour abandonner complètement la normalisation des dimensions des éprouvettes et pour écraser des morceaux de roche de forme quelconque; la dispersion due à la variation de formes et de dimensions est masquée en général par la dispersion due aux fissures. Cette conception est à la base des essais proposés par *Protodiakonoff*. Comme les essais normalisés, ces derniers permettent une classification des sites ou renseignent sur l'hétérogénéité d'un site donné.

Il a été prétendu que ces essais étaient des mesures de résistance à la traction, à cause du chargement ponctuel auquel les échantillons sont soumis, comme d'ailleurs dans *l'essai brésilien* et dans *l'essai entre pointes* (d'Andrea *et al.*, 1965). Quels que soient cependant le comportement théorique de l'échantillon et la véritable signification du résultat, tous ces essais fournissent pratiquement des indices relatifs à la résistance de la matrice.

Enfin, il est aussi possible de mesurer *le module de déformation* quand l'essai est exécuté sur des carottes. Ce module est lui aussi un indice caractéristique de la matrice.

Pour toutes ces raisons, l'essai de compression fait sur de petits échantillons, soit sur des carottes, soit sur des morceaux de forme quelconque, est un moyen commode et peu coûteux de reconnaissance et de classement des matrices rocheuses, à la condition qu'il ne soit pas considéré seul. Il est important d'améliorer au fur et à mesure de nos recherches les corrélations qualitatives entre cet indice et d'autres indices mécaniques.

2.3.1. Compression Tests

The *uniaxial unconfined compression test* is a cheap and easy means of obtaining an identification index of the rock material. More elaborate tests, of which there are many, have little practical value for site investigation. The results of uniaxial compression tests, like all other tests on rock, invariably exhibit a significant amount of scatter, which is associated with the discontinuous nature of rock. The engineering properties are governed by varying types of discontinuity, from the very smallest to the very largest, that are the cause of *scatter* and *scale effect*. Is this reason enough for the uniaxial compression test to be discarded, as has sometimes been argued? In fact, it can be said that it gives very instructive, although only *qualitative*, indications on the foundation, viz. :

- a) an initial *classification* of the sites can be made from the mean strength value;
- b) the variation in strength from one zone to another gives an indication of the *heterogeneity* of the site;
- c) the variation in strength with the orientation of the sample gives an indication of the possible *anisotropy* of the full scale rock mass;
- d) the scatter in the results of small sample tests gives an indication of the *microfracturing of the rock* as a result of the previously applied tectonic stresses.

Another way of making use of the scatter in the test results is not to try to standardize sample geometry but merely crush pieces of rock of random shape. The scatter due to the different shapes and sizes of the samples is generally insignificant as compared with the scatter due to fissures. This idea is the basis of the tests proposed by *Protodiakonoff*, which, like standardized tests, can be used to classify sites and examine their individual heterogeneity.

It has been suggested that the latter type of test is in fact a tensile strength test because the samples are subjected to point loading, like in the *Brazilian test* and in *test between points* (d'Andrea *et al.*, 1965). But whatever the theoretical mechanisms and the significance of the results may be, all these tests yield information of practical utility on the strength of the rock.

If cores are used for the tests, the *deformation modulus* can be measured, which is another characteristic index associated with the rock.

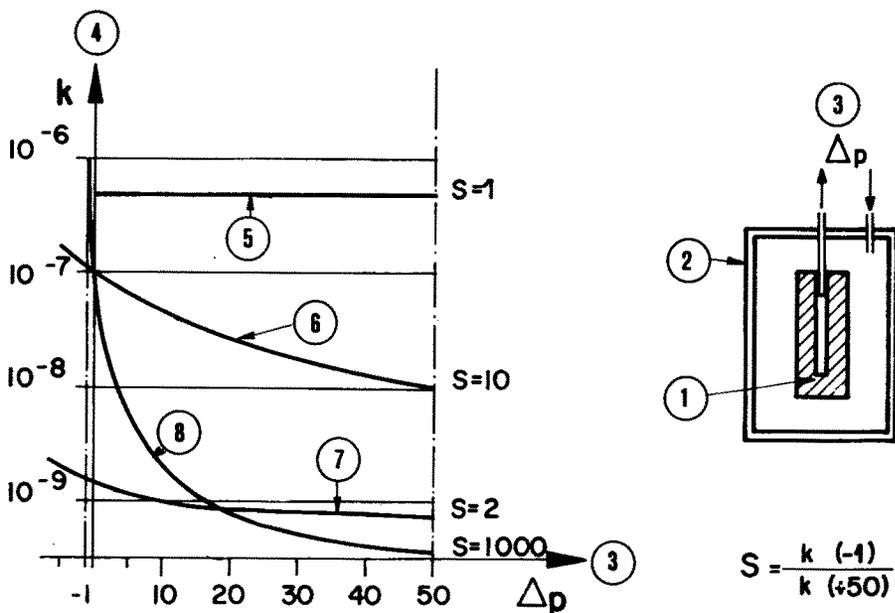
For these reasons, compression tests on cores or uncut pieces of rough rock provide an inexpensive, convenient means of investigating and classifying rock from small samples, provided it is not used in isolation. It is important that research should be continued to improve the qualitative correlations available between this index and the other engineering indices.

2.3.2. Perméabilité radiale

La perméabilité radiale est également un moyen de mesure indirecte de la fissuration à l'échelle de l'échantillon (Bernaix, 1967). Des échantillons cylindriques, obtenus par carottage, avec un trou axial (Fig. 12) sont soumis à une percolation radiale d'eau sous pression. L'indice utilisé est le rapport :

$$S = k(-1)/k(+50),$$

dans lequel $k(-1)$ est la perméabilité mesurée pour un écoulement divergent sous une pression différentielle de 1 bar et $k(+50)$ est la perméabilité mesurée pour un écoulement convergent sous une pression différentielle de 50 bars (5 MPa). Quand S a une valeur élevée, la matrice rocheuse a une perméabilité *sensible à la contrainte appliquée*; c'est un phénomène caractéristique de la roche fissurée.



La signification majeure de cet essai n'est pas la perméabilité de la matrice, un paramètre qui n'a en général aucune influence sur le comportement hydraulique global du massif rocheux, mais la *fracturation* de la matrice. Un grand nombre d'essais ont montré l'existence de fortes corrélations entre S et la dispersion de la résistance d'une part, et l'effet d'échelle d'autre part.

Cet essai simple a donc la même signification pratique que l'essai de compression et permet aussi une classification des sites. Il donne même un indice plus clairement lié à la fracturation, sans influence de la pétrographie.

2.3.2. Radial Permeability

Radial permeability is also an indirect measure of the degree of fracture of a sample of rock material (Bernaix, 1967). In this test, cores with an axial hole (Fig. 12) are subjected to radial percolation of water under pressure. The index measured in this test is the ratio

$$S = k(-1)/k(+50),$$

in which $k(-1)$ is the permeability measured for divergent flow under a differential pressure of 1 bar, and $k(+50)$ is the permeability measured for convergent flow under a differential pressure of 50 bar (5 MPa). When S is high, the rock material permeability is *sensitive to applied stresses*, a phenomenon which is typical of fractured rock.

Fig. 12

Radial permeability test. Curves for various values of index S (Bernaix, 1967).

Essai de perméabilité radiale et courbes pour différentes valeurs de l'indice S (Bernaix, 1967).

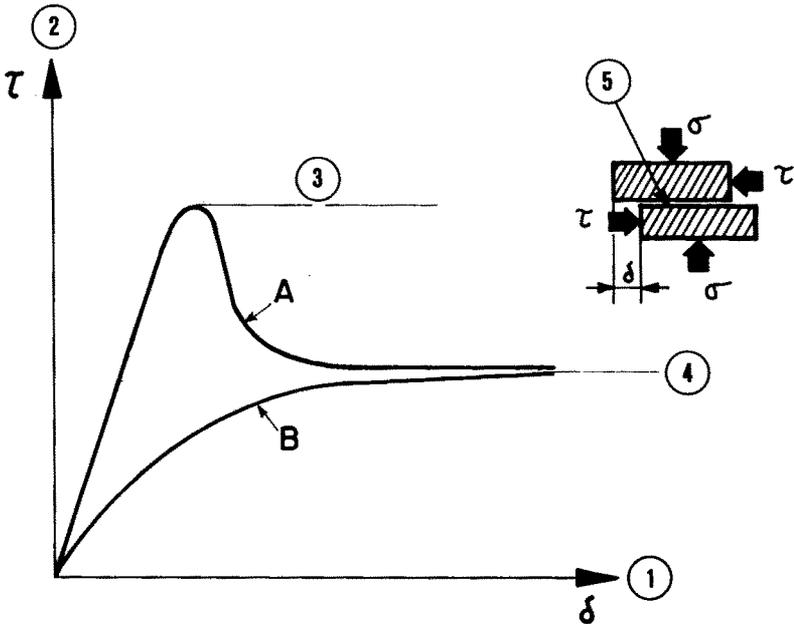
- | | |
|---|--|
| (1) Rock sample with axial hole. | (1) Échantillon de roche avec trou axial. |
| (2) Pressure cell. | (2) Cellule de pression. |
| (3) Water pressure differential Δp (bar). | (3) Différence de pression d'eau Δp (bar). |
| (4) Permeability k (m/s). | (4) Perméabilité k (m/s). |
| (5) Oolitic limestone (no fissures). | (5) Calcaire oolithique (sans fissures). |
| (6) Gneiss (average). | (6) Gneiss normalement fissuré. |
| (7) Gneiss (compact). | (7) Gneiss compact. |
| (8) Gneiss (fissured). | (8) Gneiss très fissuré. |

The main value of this test is not the measurement of the permeability of the rock material, which generally has no influence on the overall hydraulic behaviour of the rock mass, but the *degree of fracturing* of the rock material. A great number of tests have shown the existence of clear correlations between the ratio S and the scatter and scale effect on rock strength values.

In terms of practical significance therefore, this simple test is similar to the uniaxial compression test and can be used for site classification. The value obtained is, however, even more clearly related to the degree of fracture of the specimen and has little relationship to the petrography of the rock.

2.3.3. Résistance au cisaillement des joints

Le second type d'essai qui peut être exécuté au laboratoire est particulièrement important. Il concerne la résistance au cisaillement des surfaces de discontinuité géologiques principales du massif rocheux, cette résistance déterminant directement la stabilité de la fondation rocheuse. Ces surfaces de discontinuité, par exemple joints stratigraphiques, grandes diaclases, failles, ont en général une résistance à la traction pratiquement nulle et une résistance au cisaillement dépendant de la rugosité des parois, du matériau de remplissage, de l'imbrication (Fig. 13 et 14).



Les plus dangereuses pour la stabilité sont évidemment les surfaces planes, lisses, remplies de matériaux meubles, de grande étendue et sans imbrication. C'est le cas, par exemple, de la plupart des failles. Il est alors du plus haut intérêt de noter que, dans ce cas, la résistance au cisaillement est entièrement due au terme de frottement et *n'est pas affectée par l'effet d'échelle*. Dans d'autres cas, quand un grand déplacement de cisaillement n'a pas eu lieu au cours des temps géologiques, il demeure une certaine cohésion qui, elle, dépend de l'échelle de l'échantillon. Mais quand on considère *la stabilité à long terme*, avec en particulier la possibilité de rupture progressive, on ne peut compter que sur le coefficient de frottement déduit de la mesure de *la résistance résiduelle*. Ceci est considéré comme une prudence indispensable par de nombreux ingénieurs, et se trouve chaque jour confirmé par de nouvelles études statistiques, les ruptures à long terme correspondant à une cohésion pratiquement nulle et à la valeur du frottement résiduel (Hoek et Bray, 1977).

2.3.3. Shear Strength of Joints

The second type of test that can be carried out in the laboratory is of particular significance. It concerns the shear strengths of the main geological discontinuities in the rock mass, which directly determine the stability of the rock foundation. These surfaces of separation (e.g., bedding planes, faults and joints) have a tensile strength which is for all practical purposes zero and a shear strength which depends on the wall roughness, the infilling material and the amount of imbrication of individual blocks (Fig. 13 and 14).

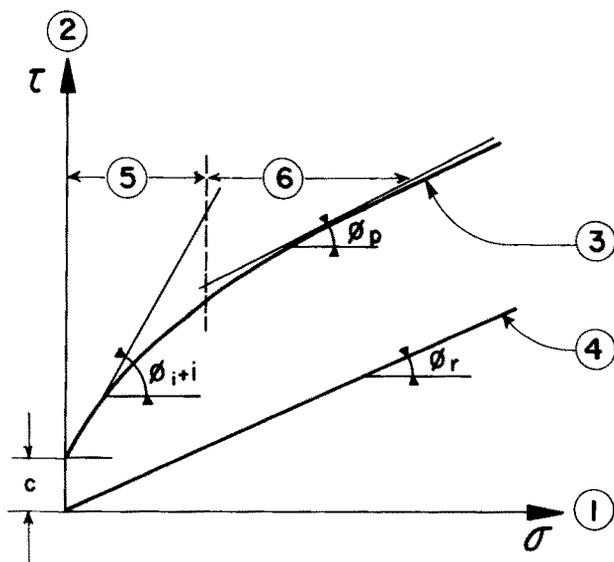
Fig. 13

Variation of joint shear resistance with displacement.

Variation de la résistance au cisaillement d'une discontinuité en fonction du déplacement.

- | | |
|--|---|
| (1) Displacement. | (1) <i>Déplacement.</i> |
| (2) Shear stress. | (2) <i>Contrainte de cisaillement.</i> |
| (3) Peak shear strength. | (3) <i>Résistance au pic.</i> |
| (4) Residual shear strength. | (4) <i>Résistance résiduelle.</i> |
| (5) Pre-existing discontinuity. | (5) <i>Discontinuité pré-existante.</i> |
| (A) Rough surface free from previous displacement. | (A) <i>Surface rugueuse qui n'a pas subi de déplacement antérieurement.</i> |
| (B) Smooth surface previously subjected to large displacement. | (B) <i>Surface lisse qui a subi antérieurement de grands déplacements.</i> |

The most dangerous for stability are obviously the surfaces that are flat, smooth, filled with soft materials, of large area and not interlocked. Such is the case with most shear faults. It is important to remember that, under these circumstances, shear strength is developed through friction alone and *is not influenced by the scale effect*. In other cases, where the discontinuity has not been subjected to large shear displacements in the geological past, there is some degree of cohesion generally affected by the scale. But when considering the *long-term stability*, especially as regards progressive failure, the only reliable factor is the coefficient of friction corresponding to the *residual strength*. Many engineers consider this an essential precaution, which is continually being borne out by new statistical analyses; cases of long-term failure occur at the residual friction value with more or less zero cohesion (Hoek and Bray, 1977).



La conséquence de l'absence d'effet d'échelle est qu'il est possible de mesurer la résistance d'un accident géologique majeur sur de petits échantillons. Il faut souligner que c'est sans doute la seule propriété de toute la mécanique des roches qui ne soit pas sujette à l'effet d'échelle : la valeur obtenue au laboratoire est applicable au calcul de la fondation du barrage dans son entier.

Toutefois, certaines particularités des massifs rocheux ne peuvent être ramenées à la seule résistance résiduelle des joints. Ainsi, la stabilité de versants raides, où existent des discontinuités à forte pente vers le vide, font appel à des résistances au cisaillement de pic, mobilisées par des rugosités ou des adhérences.

L'appréciation de ces résistances, fortement marquées par un effet d'échelle, peut se faire par des méthodes maintenant éprouvées (Barton *et al.*, 1985, Barton 1987), la vérification la plus sûre étant fournie par le « calcul en retour » (back analysis) des stabilités constatées sur le site (Cochet *et al.*, 1991).

Des questions se posent cependant, auxquelles il est capital de répondre. Quelle est la véritable signification de la résistance résiduelle? Est-il possible de tenir compte d'un terme de cohésion dans le cas où les joints sont fortement imbriqués, étant donné la possibilité qui existe tout de même de rupture progressive? Est-il possible de faire des essais *in situ* qui donneraient la réponse aussi vite et aussi économiquement que ceux faits au laboratoire?

La question principale qui se pose devant un massif rocheux destiné à servir de fondation reste d'évaluer sa résistance au cisaillement. Il n'existe pas de consensus quant à la méthode à suivre.

Quelle que soit la réponse, toutefois, il semble que les ingénieurs soient d'accord sur l'application de la résistance résiduelle aux grands accidents géologiques; il semble aussi que la plupart des grands essais de cisaillement *in situ* soient mainte-

Fig. 14

Change in peak and residual shear strengths with normal stress.

Variation de la résistance au cisaillement en fonction de la contrainte normale, pour la résistance au pic et la résistance résiduelle.

- | | |
|------------------------|--|
| (1) Normal stress. | (1) <i>Contrainte normale.</i> |
| (2) Shear strength. | (2) <i>Résistance au cisaillement.</i> |
| (3) Peak strength. | (3) <i>Résistance au pic.</i> |
| (4) Residual strength. | (4) <i>Résistance résiduelle.</i> |
| (5) Dilatancy. | (5) <i>Dilatance.</i> |
| (6) Shear. | (6) <i>Cisaillement.</i> |

This means that the strength of major discontinuities can be measured safely on small samples. It must be stressed that this is probably the only property in rock mechanics that is not influenced by scale effect. The value found in the laboratory is directly applicable to the analysis of the whole dam foundation.

However, some particularities of rock masses are not reflected by residual strength of the joints alone. For example, the stability of steep slopes where discontinuities dip sharply towards the valley depend on peak shear strength developed by roughness and adherence.

These strengths, very sensitive to scale effect, can be estimated by well-tried methods (Barton *et al.*, 1985, Barton, 1987), the surest cross check being back-analysis of recorded stability at the site (Cochet *et al.*, 1991).

Some questions do arise about these tests, however, and answers must be found for them. For example, what is the true meaning of the residual strength parameter? Is it permissible to include a term for cohesion of joints with tightly interlocked walls in view of the risk of progressive failure? Are there any *in situ* tests as fast or as cheap as these laboratory tests?

The main question with respect to a rock mass on which a dam is to be built is the estimate of its shear strength. There is no universally accepted approach.

But whatever the outcome, engineers seem to agree on the application of the residual strength parameter to major geological discontinuities; it also appears that large scale *in situ* shear tests are practically never used any more, as the cost of a

nant pratiquement abandonnés. En fait, le prix d'une machine de cisaillement de laboratoire, utilisable pour de nombreux échantillons et sans doute pour de nombreux sites, est très inférieur au coût d'un seul essai de grandes dimensions fait *in situ*, qui malgré sa dimension est encore extrêmement petit par rapport à l'ensemble de la fondation du barrage. Quant au laboratoire, il peut bien sûr être installé au site du barrage, ce qui ne veut pas dire pour autant que les essais soient faits *in situ*.

2.4. AUSCULTATION

2.4.0. Introduction

Les ingénieurs ont pris conscience relativement récemment que l'installation d'appareils de mesure dans les fondations rocheuses des grands barrages était une partie intégrante du projet et était au moins aussi importante que l'auscultation du barrage lui-même. Le mot « auscultation » est un mot d'origine médicale. Comme dans le domaine médical, il n'est pas nécessaire de supposer que le patient est malade pour l'ausculter; ainsi, le rôle de l'auscultation des fondations de barrage est double : détermination des lois du comportement normal et dépistage aussitôt que possible de tout écart significatif par rapport à ces lois. L'interprétation des mesures est d'autant plus sûre que les lectures ont commencé plus tôt. Dans la plupart des cas, il faut s'efforcer d'installer les appareils *avant* la construction du barrage.

Les méthodes qui sont exposées ici ne prétendent pas couvrir tous les moyens d'auscultation possibles, mais sont estimées être les plus commodes et les mieux adaptées au cas des fondations de barrage.

2.4.1. Mesures géodésiques

Deux types de mesures, fondées sur la géodésie, sont pratiqués communément : mesures de déplacement dans les directions X, Y, *par triangulation ou trilatération*, et mesures de déplacement dans la seule direction verticale Z par *nivellement direct* (Ract-Madoux et Le May, 1966). La précision pratique du nivellement direct ($\pm 0,1$ mm à 50 m de distance) est cinq fois plus grande que celle de la triangulation. Ces méthodes sont maintenant très au point; elles utilisent des solutions graphiques rapides ou des ordinateurs et elles ont profité des développements récents des lasers. Leur principal inconvénient tient cependant à ce que les *petits déplacements* qui doivent être mesurés sur une fondation rocheuse peuvent être largement dépassés par les erreurs venant de mouvements des stations de base. Ces mouvements peuvent avoir leur origine dans les déformations du terrain sous l'effet des charges appliquées (barrage et réservoir), ou bien les déplacements de surface dans les zones où sont fondées les stations. Il est par conséquent recommandé de vérifier la stabilité des stations d'observation; mais, malgré cela, il ne faut pas trop compter sur les mesures géodésiques pour connaître le comportement *normal* d'une fondation. Cependant, elles peuvent détecter l'apparition d'une condition *anormale*.

laboratory shear machine that can be used over and over again for different samples and, no doubt, for different sites, is considerably less than the expense involved with a single large scale shear test on the site, which is still very small as compared with the size of the dam foundation. The laboratory can of course be set up on the site, but this does not mean that tests are made *in situ*.

2.4. MONITORING

2.4.0. Introduction

Civil engineers have recently realized that providing instruments for monitoring the rock foundations of major dams is a vital part of the design at least as important as monitoring the dam itself. The French word for this kind of instrumentation is "auscultation", from the medical term meaning, as in English, "listening to sounds produced as evidence of disorders, etc.". And, again as in the medical field, the patient does not necessarily have to be ill to be auscultated. Monitoring dam foundations then has a two-fold purpose, research into their normal behaviour and early warning of any significant divergence from it. The information obtained is all the more reliable if records start early. Every effort must be made in most cases to set up the instruments *before* the dam is built.

The methods described in the following do not include all those available, but only those considered the most convenient and best suited to dam foundations.

2.4.1. Geodetic Measurements

Two different types of geodetic measurement are in widespread use. One consists of measuring movements in the X , Y axes by *triangulation or trilateration*, and the other of measuring movements along the Z axis only by *precision levelling* (Ract-Madoux and Le May, 1966). In practice, levelling is accurate to within ± 0.1 mm over 50 m, five times better than with triangulation. Both methods have now reached a highly developed stage. The readings are processed either graphically, which is quick, or by computer. They have made use of the latest developments with lasers. Their main drawback is that the *small movements* that are measured may be lost in errors arising from movements of the survey stations, which may be due to deformation of the rock under the applied loads (from dam and reservoir) or displacements of the surface layer where the stations are placed. This means that it is advisable to check the stability of the stations; nevertheless, it is preferable not to put too much reliance on geodetic measurements to know the foundation's *normal* response. But in fact, they can detect any *abnormal* conditions.

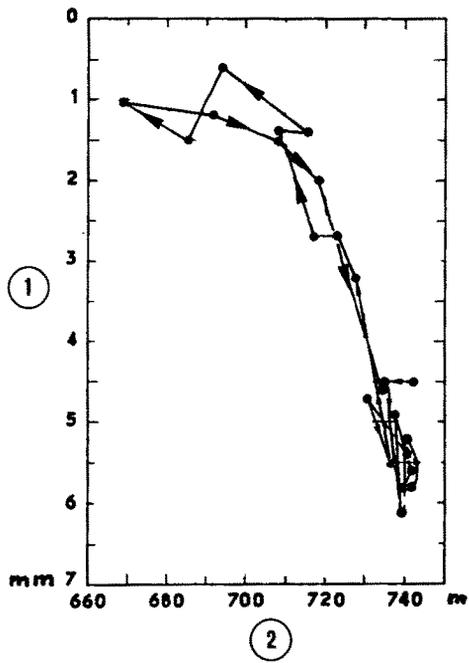
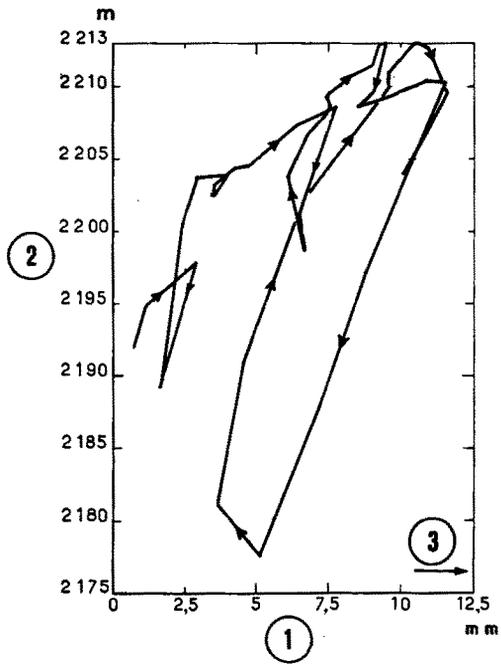


Fig. 15

Lanoux arch dam (France). Displacements perpendicular to the left abutment.

Barrage-voûte du Lanoux (France). Déplacements perpendiculaires à l'appui rive gauche.

- | | |
|-------------------------|--|
| (1) Displacements, mm. | (1) <i>Déplacements, en mm.</i> |
| (2) Reservoir level, m. | (2) <i>Niveau de la retenue, en m.</i> |
| (3) Towards left bank. | (3) <i>Vers la rive gauche.</i> |

Fig. 16

Grandval multiple arch dam (France) - Settlements at the downstream toe of buttress C5.

Barrage à voûtes multiples de Grandval (France) - Tassements au pied aval du contrefort C5.

- | | |
|--|--|
| (1) Settlements at the downstream toe of the buttress, mm. | (1) <i>Tassements au pied aval du contrefort, en mm.</i> |
| (2) Reservoir level, m. | (2) <i>Niveau de la retenue, m.</i> |

La Fig. 15 représente les déplacements perpendiculaires à l'appui rive gauche du barrage-voûte du Lanoux (France), de 45 m de hauteur, mesurés par triangulation au cours de la première mise en eau totale, et de la vidange et du deuxième remplissage qui l'ont suivie (erreur moyenne quadratique des mesures de triangulation : $\pm 0,5$ mm). Le rocher de fondation de ce barrage est constitué de schiste métamorphique, de bonne qualité dans l'ensemble, mais très feuilleté. Le graphique des déplacements montre la part importante de déformation de caractère irréversible, enregistrée au cours de la mise en eau et due au serrage des feuilletés du schiste : sur un déplacement total de 12 mm, le déplacement irréversible a été de l'ordre de 5 mm – soit 40 % environ.

La Fig. 16 donne le tassement au pied aval d'un contrefort du barrage à voûtes multiples de Grandval (France), de 85 m de hauteur, mesuré par nivellement direct (niveau et mires en invar) au cours de la première vidange et du deuxième remplissage de la retenue. La fondation de l'ouvrage est constituée de micaschiste. Le tassement de 5 mm est réversible. Il est souhaitable de faire de telles mesures dès le début de la construction, afin de connaître les déformations de la roche sous le seul effet de la charge du béton.

2.4.2. Pendules inversés

Dans les fondations rocheuses, les pendules sont d'habitude du type « inversé » : le fil est ancré au fond d'un puits ou d'un trou foré, et maintenu en position verticale par un flotteur annulaire à la partie supérieure (Fig. 17). Des pendules de type normal, suspendus à leur partie supérieure, peuvent cependant être aussi utilisés dans des puits disposés entre galeries. La précision de la lecture est à peu près $\pm 0,1$ mm en X et en Y. Les pendules sont probablement les appareils d'auscultation *les plus précis* qu'on puisse installer dans une fondation rocheuse. Ils sont de lecture facile. Ils donnent des valeurs très sûres des déplacements horizontaux, à condition toutefois que le point fixe soit réellement fixe. Quelle doit être la profondeur du puits pour réaliser cette condition? C'est une question qui n'a pas reçu encore de réponse claire. Cette profondeur dépend des charges appliquées à la fondation, mais aussi de sa structure géologique.

Malgré cet inconvénient, les pendules inversés peuvent détecter très tôt toute déviation par rapport au comportement normal de la fondation. La Fig. 18 met en évidence un mouvement d'adaptation, vers l'aval, de la fondation du barrage-voûte de Monteynard (hauteur : 150 m), dans l'axe de l'ouvrage (Ract-Madoux et Le May, 1966); ce mouvement fut décelé par le pendule inversé de fondation (Fig. 19) au cours des vingt derniers mètres du premier remplissage de la retenue. Le très faible déplacement de 1 mm vers l'aval a pu être détecté grâce à la précision des mesures au pendule.

Il faut signaler ici la grande difficulté de forer des trous profonds, verticaux et rectilignes, de façon à assurer que le fil du pendule ne vienne pas toucher les parois à des niveaux intermédiaires, ce qui évidemment fausserait complètement l'interprétation de la mesure. Une méthode a été mise au point en France pour la perforation de tels trous jusqu'à 90 m de profondeur, leur diamètre étant de 96 mm.

Fig. 15 illustrates displacements of Lanoux arch dam (France, 45 m high), perpendicular to the left abutment, measured by triangulation during the first complete filling, drawdown and second filling (root mean square deviation on triangulation measurement ± 0.5 mm). The foundation rock is a generally good but highly foliated metamorphic schist. The displacements graph reveals the high proportion of irrecoverable deformation recorded during the reservoir filling, due to the schist foliations being squeezed; out of a total displacement of 12 mm, irrecoverable displacement was of the order of 5 mm, or about 40 % of the total.

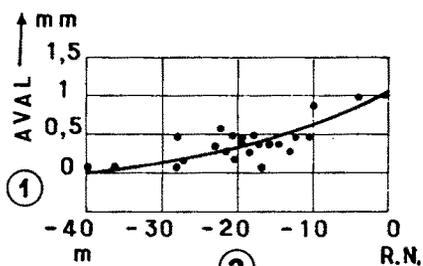
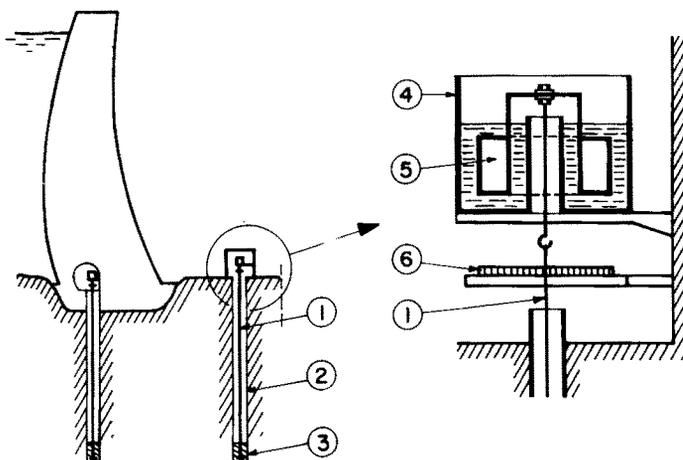
Fig. 16 shows the settlement at the toe of one buttress at Grandval multiple-arch dam (France, 85 m high), measured by direct levelling with surveyor's level and invar levelling-rods during its first drawdown and second filling. The foundation is micaschist. The 5 mm settlement is reversible. Such measurements are desirable from the start of construction in order to know the rock deformation caused by the weight of concrete alone.

2.4.2. Inverted Pendulums

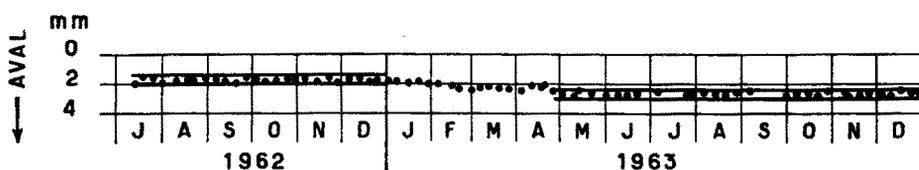
Pendulums are usually of the inverted type for rock foundations. The wire has one end fixed at the bottom of a shaft and the top attached to a ring-shaped float to keep it vertical (Fig. 17). Ordinary pendulums hanging freely down can also be used in shafts running between adits. Readings can be taken to within about ± 0.1 mm on the *X* and *Y* axes. Pendulums are probably *the most accurate* monitoring devices that we can install in rock foundations. Their readings are easy. They give reliable information on horizontal movements provided only that the fixed end really remains stationary. This raises the question as to the depth at which the fixed end should be located, to which no definitive answer has so far been forthcoming. It depends on the loads applied to the foundation and on the geological structure.

Despite this difficulty, inverted pendulums are capable of prompt detection of any deviation from normal foundation behaviour. Fig. 18 shows a downstreamwards adaptation of the foundation at Monteynard arch dam (height 150 m) along the dam axis; the movement was detected by the foundation inverted pendulum (Fig. 19) as the top twenty metres of the reservoir was being filled (Ract-Madoux & Le May, 1966). Detection of this very slight movement of 1 mm towards downstream was made possible by the precision of the pendulum technology.

A point that should be remembered here is that it is very difficult to drill perfectly straight and vertical holes to great depths to ensure that the wire does not touch the wall of the hole at some point over its length, which would, of course, be a serious source of error. A method has been developed in France for drilling such holes for up to 90 m in 96 mm diameter. It is based on correcting drift while drilling



(A)



(B)

Le principe repose sur la rectification des déviations du trou, dès leur apparition pendant la foration, au moyen d'un guidage par une tige pendulaire. L'opération se déroule par phases successives (Comité Français des Grands Barrages, Rapport de Synthèse, 1976).

Fig. 17

Inverted pendulum in rock foundation (Électricité de France).

Pendule inversé dans une fondation rocheuse (Électricité de France).

- | | |
|------------------------------|--------------------------------------|
| (1) Stainless steel wire. | (1) <i>Fil en acier inoxydable.</i> |
| (2) Large diameter borehole. | (2) <i>Forage de grand diamètre.</i> |
| (3) Anchor zone. | (3) <i>Zone d'ancrage.</i> |
| (4) Annular tank. | (4) <i>Bassin annulaire.</i> |
| (5) Ring float. | (5) <i>Flotteur annulaire.</i> |
| (6) Reading scale. | (6) <i>Échelle de lecture.</i> |

Fig. 18

Monteynard arch dam (France) - Inverted pendulum in rock foundation.

Barrage - voûte de Monteynard (France) - Pendule inversé dans la fondation rocheuse.

- | | |
|---|--|
| (A) Hydrostatic law. | (A) <i>Loi hydrostatique.</i> |
| (1) Displacements of the pendulum, in mm. | (1) <i>Déplacements du pendule, en mm.</i> |
| (2) Fluctuations of reservoir level, in m. | (2) <i>Variations du niveau du réservoir, en m.</i> |
| (B) Irrecoverable displacement of the foundation towards downstream, in mm. | (B) <i>Déplacement irréversible de la fondation, vers l'aval, en mm.</i> |

by means of a plumb-bob guide. The drilling is done in stages (French Committee on Large Dams, General Paper, 1976).

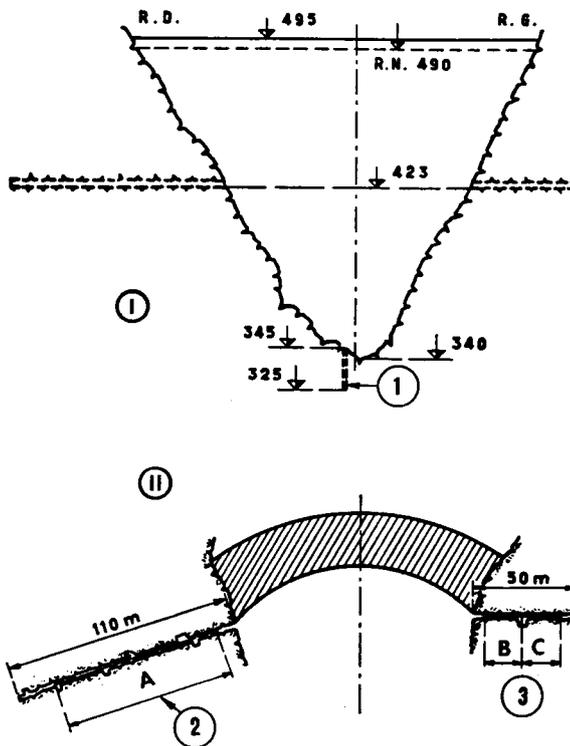
2.4.3. Fils en galerie ou en forage

A) Fils en galerie

Lorsque des galeries de reconnaissance existent dans les appuis d'un barrage-voûte et sont convenablement orientées par rapport aux poussées exercées par l'ouvrage sur ses appuis, on peut utiliser ces galeries pour effectuer des mesures de distances au fil en invar (Ract-Madoux et Le May, 1966).

Des fils en invar sont utilisés depuis des années pour mesurer les bases de la triangulation géodésique; la technique est la même, si ce n'est que la mesure est effectuée en galerie.

La Fig. 19 indique l'emplacement de deux galeries de reconnaissance dans les appuis du barrage-voûte de Monteynard (France), de 150 m de hauteur. Cette



2.4.3. Wires in Adit or Borehole

A) Wires in Adit

Where exploratory adits in an arch dam abutment (if any) are conveniently oriented with respect to dam thrust, they can be used for invar wire distance measurement (Ract-Madoux & Le May, 1966).

Invar wire has been used for many years to measure base lines in geodetic triangulation surveys; this technique is the same, except that the distances are measured in adits.

Fig. 19 shows the positions of two exploratory adits in the abutments of Monteynard arch dam (France, 150 m high), in a narrow gorge between Lias

Fig. 19

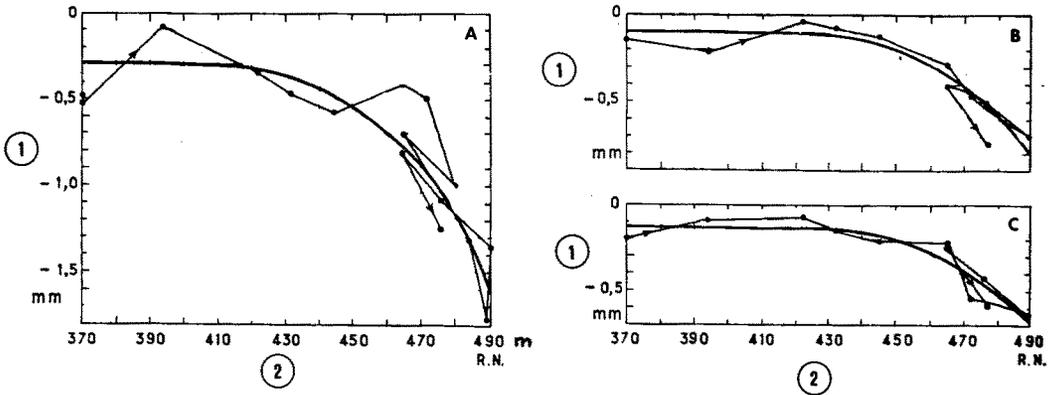
Monteynard arch dam (France). Invar wire measurements in abutment adits.

Barrage-voûte de Monteynard (France). Mesures au fil invar dans des galeries de rive.

- | | |
|--|---|
| (I) D/S elevation showing adit positions at El. 423. | (I) <i>Élévation aval, avec situation des galeries à la cote 423.</i> |
| (II) Horizontal cross section at El. 423. | (II) <i>Plan-coupe à la cote 423.</i> |
| (1) Foundation pendulum. | (1) <i>Pendule de fondation.</i> |
| (2) Invar wire (A), 81 m. | (2) <i>Mesure au fil invar : 1 portée de 81 m (A).</i> |
| (3) Two invar wires (B and C), 18 m each. | (3) <i>Mesure au fil invar : 2 portées de 18 m chacune (B et C).</i> |

voûte est implantée dans une gorge étroite, entre des falaises de calcaire du Lias. Des diaclases, parallèles à la vallée, ont nécessité d'importants travaux de confortement (voir chapitre 4.2.1. ci-dessous). Les deux galeries de mesures sont orientées à peu près perpendiculairement aux plans des diaclases des appuis.

La Fig. 20 représente les déformations, fonction de la charge d'eau, mesurées sur la base de 81 m dans la galerie rive droite et sur les deux bases de 18 m chacune dans la galerie rive gauche.



B) Fils en forage

Pour la mesure des déplacements relatifs en plusieurs points d'une fondation, on peut utiliser des fils spéciaux ancrés dans des forages verticaux ou inclinés. Il faut éliminer les variations de longueur dues à la tension ou à la température du fil.

Les premières applications ont eu lieu dans les mines et cette méthode a été ensuite étendue au domaine des fondations de barrage (Beaujoint et Duffaut, 1971).

Ce dispositif de mesure, utilisé dans les fondations du barrage-voûte de Vouglans (France), de 130 m de hauteur, a mis en évidence le mécanisme attendu d'ouverture de fissures dans la fondation près de la face amont des fouilles lorsque le barrage est en charge. L'extension totale atteint 4 mm localisés semble-t-il dans des fissures très proches du béton (Fig. 21).

Les difficultés principales pour l'installation de ce type d'instrument d'auscultation sont :

a) de forer un trou rectiligne, particulièrement quand il est long et proche de l'horizontale et exécuté à partir d'une galerie étroite;

limestone cliffs. Joints running parallel to the valley required major consolidation work (see section 4.2.1. below). The two instrumented adits run nearly perpendicular to the joint planes in the abutments.

Fig. 20 shows deformations versus water load measured on an 81 m base length in the right bank adit and on the two 18 m bases in the left bank adit.

Fig. 20

Monteynard arch dam (France). Results of invar wire measurements in right bank adit and in left bank adit, at El. 423 m.

Barrage-voûte de Monteynard (France). Résultats des mesures au fil invar dans la galerie rive droite et la galerie rive gauche, cote 423.

- | | |
|---------------------------------------|---|
| (A) 81 m base. | (A) Base de 81 m. |
| (B) First 18 m wire from adit portal. | (B) Première base (18 m), immédiatement après la surface d'appui. |
| (C) Second 18 m wire deeper in adit. | (C) Deuxième base (18 m), en profondeur. |
| (1) Changes in base length (mm). | (1) Variations de longueur des bases, en mm. |
| (2) Changes in reservoir level (m). | (2) Variations de la cote de la retenue, en mètres. |

B) Wires in Borehole

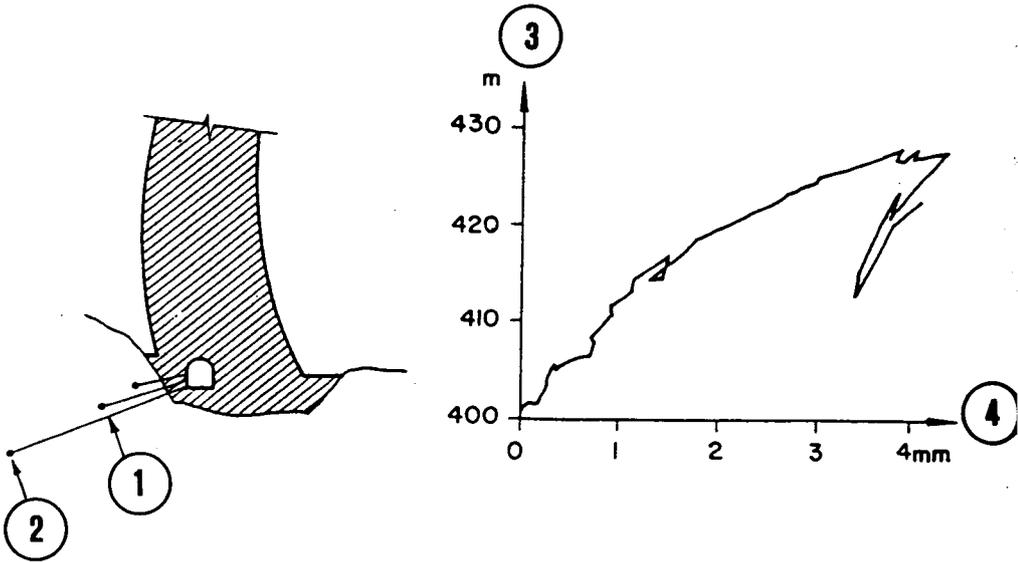
Special wires can be anchored in vertical or inclined boreholes to measure relative displacements at several points in the foundation. Changes in wire length due to stress or temperature of the wire must be eliminated.

The first applications of this method were in mine workings with subsequent extension to dam foundations (Beaujoint and Duffaut, 1971).

This system used at Vouglans arch dam (France, 130 m high) detected how cracks appeared in the upstream wall of the foundation excavation. The total movement measured by the wires was nearly 4 mm, all of it confined, it appeared, to cracks close to the concrete (Fig. 21).

The main difficulties in setting up this kind of system are :

a) drilling the hole perfectly straight, especially when it is long, horizontal and drilled from a narrow adit;



- b) d'éviter le frottement du fil le long des parois, en lui appliquant une tension suffisante;
- c) d'éviter le fluage du fil sous l'effet d'une tension trop grande;
- d) d'accrocher correctement les différents fils aux différentes profondeurs.

Selon les conditions locales et la longueur du fil, la sensibilité varie; elle est pratiquement de 0,1 mm pour une plage de mesure de 5 cm. Quoique représentant un progrès certain, ce dispositif à fils multiples est encore trop discontinu : les fissures ne peuvent pas être localisées avec exactitude entre deux points d'ancrage.

Des appareils sont maintenant fabriqués, permettant une investigation quasi continue, sans aucune liaison mécanique, ni frottement entre l'appareil et le forage, tels le distofofor et l'extensofor (Le May *et al.*, 1979).

2.4.4. Mesures de déformations le long d'un forage

A) Le distofofor

L'appareil (Fig. 22) se présente sous la forme d'une canne formée d'éléments assemblés par des raccords étanches; elle est mise en place dans un forage et ancrée à l'une de ses extrémités. Si l'ancrage est situé à l'entrée du forage, l'appareil peut être extrait pour son entretien. La canne comporte un certain nombre de capteurs de déplacements, basés sur un procédé utilisant le phénomène de résonance de deux circuits électromagnétiques coaxiaux : un circuit extérieur formé d'un solénoïde, un circuit intérieur résonant formé d'un autre solénoïde et d'une capacité. Tout déplacement relatif des deux circuits modifie l'inductance du circuit intérieur et, par conséquent, sa fréquence d'oscillation qui est la grandeur mesurée et qui est reliée directement au déplacement cherché.

Fig. 21

Vouglans arch dam foundation (France). Wires in boreholes.
Barrage-voûte de Vouglans (France). Fils de fondation en forages.

- | | |
|-------------------------------|---|
| (1) Wire in borehole. | (1) <i>Fil en forage.</i> |
| (2) Anchor point. | (2) <i>Point d'ancrage.</i> |
| (3) Water level in reservoir. | (3) <i>Niveau du réservoir.</i> |
| (4) Extension of rock mass. | (4) <i>Allongement du massif rocheux.</i> |

b) preventing the wire sagging and touching the wall of the hole by straining it enough;

c) preventing creep in the wire through excessive straining;

d) fixing the ends of wires of different lengths.

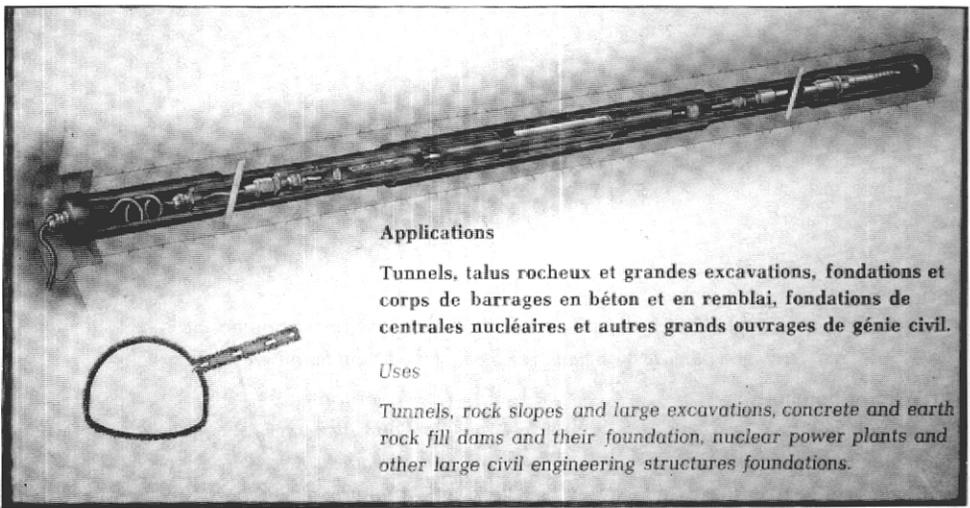
The sensitivity of the wires varies with local conditions and wire length. In practical terms, it is about 0.1 mm for a measuring range of 5 cm. The use of a number of wires in the same hole is definitely an improvement, but this multiple system is still discontinuous, as it is impossible to find the exact positions of any cracks that do appear, other than saying that they lie somewhere between two anchors.

Manufacturers now offer instruments capable of near-continuous monitoring free from all mechanical linkages or friction between instrument and borehole wall. Examples are the Distofofor and Extensofor (Le May *et al.*, 1979).

2.4.4. Borehole Deformation Measurements

A) Distofofor

The Distofofor (Fig. 22) consists of a central tube assembled by watertight connectors. It is run into the borehole and anchored at one end (if it is anchored at the top of the hole, it can be recovered for maintenance). The sensors on this tube make use of the resonance established between a pair of coaxial electromagnetic circuits, the outer circuit formed by a solenoid, and inner resonant circuit consisting of another solenoid and a capacitor. Any displacement of these two circuits relative to each other alters the inner circuit inductance and thereby its resonant frequency. It is this frequency which is measured; it is directly related to the displacement.



Applications

Tunnels, talus rocheux et grandes excavations, fondations et corps de barrages en béton et en remblai, fondations de centrales nucléaires et autres grands ouvrages de génie civil.

Uses

Tunnels, rock slopes and large excavations, concrete and earth rock fill dams and their foundation, nuclear power plants and other large civil engineering structures foundations.

La précision pratique *in situ* est meilleure que 0,1 mm. Une même canne peut porter un grand nombre de capteurs.

Depuis quelques années, des applications nombreuses à l'auscultation des barrages ont été réalisées.

B) L'extensofor

Cet appareil utilise les mêmes capteurs électromagnétiques que le distofofor, mais il s'agit cette fois d'une sonde mobile introduite dans le forage chaque fois que l'on veut faire une mesure (Fig. 23).

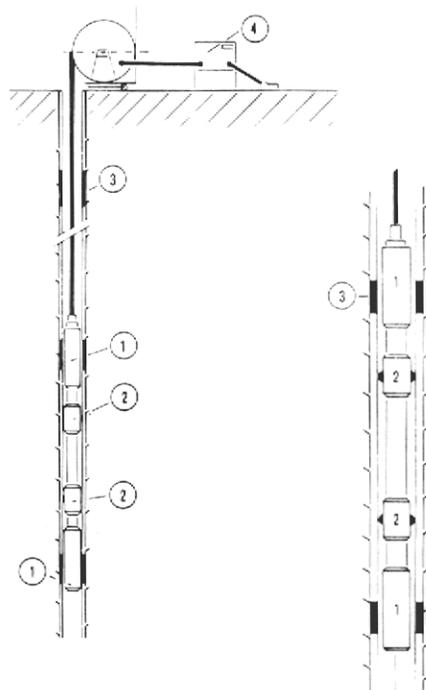


Fig. 22

Distofor - Multi position borehole extensometer.
Distofor - Extensomètre en forage, à points multiples.

Practical *in situ* precision is better than 0.1 mm. A large number of sensors can be mounted on the tube.

The apparatus has been used on many dams over recent years.

B) *Extensofor*

The Extensofor uses the same electromagnetic sensors but in this case the apparatus consists of a torpedo homed into the borehole for each series of readings (Fig. 23).

Fig. 23

Extensofor.

Extensofor.

- (1) Sensors.
- (2) Centring device.
- (3) Reference rings.
- (4) Readout set.

- (1) *Capteurs.*
- (2) *Dispositif de centrage.*
- (3) *Bagues métalliques.*
- (4) *Poste de lecture.*

2.4.5. Clinomètres

Deux types de clinomètres sont utilisés dans les fondations de barrage : les instruments mobiles descendus dans les forages et les instruments scellés et laissés à demeure.

Le deuxième type présente sur les clinomètres mobiles des avantages :

- facilité et rapidité de la mesure;
- absence d'erreurs dues aux manipulations et au positionnement de l'appareil;
- grande longueur possible (jusqu'à 200 m) sans perte de précision.

Le clinofor est un appareil formé d'une chaîne d'éléments standard, cimentés dans un forage. Il utilise les mêmes capteurs électromagnétiques que l'extensomètre distofor, adaptés à des mesures angulaires de rotation (les mouvements d'un pendule à lame fléchie dans un plan ou dans deux plans orthogonaux sont repérés par effet inductif).

La résolution de chaque élément standard est de $1,5 \cdot 10^{-5}$ radian et la précision pratique bien meilleure que $5 \cdot 10^{-4}$ radian (pour une plage de mesure de $\pm 0,1$ radian). Par intégration des variations angulaires élémentaires, on obtient la déformation du massif le long du forage.

Plusieurs applications à des fondations et glissements de terrain ont déjà été réalisées.

Le « déflectomètre en chaîne » (Müller et Müller, 1970) est un instrument de type intermédiaire : quoiqu'on puisse le retirer du forage pour le réparer ou l'étalonner, il y demeure normalement d'une série de mesures à l'autre.

Des clinomètres peuvent être également installés dans des galeries, dans des puits ou dans des chambres souterraines.

2.4.6. Niveaux à eau (vases communicants)

Un dispositif permettant de mesurer les tassements (ou rotations) au niveau de la fondation d'un barrage est celui constitué par une série de niveaux à eau.

La précision des lectures du niveau d'eau est de l'ordre de $\pm 0,25$ mm.

La Fig. 24 représente un dispositif de niveaux à eau mis en place dans la galerie de pied du barrage de Bort (France), du type poids-voûte, de 120 m de hauteur.

2.4.5. Clinometers

Two types of clinometer are in use in dam foundation investigation, mobile instruments and permanent cemented-in instruments.

The second type has several advantages over the first :

- quick easy readings,
- no errors caused by rough handling or incorrect positioning;

- base length up to 200 m without loss of precision.

The Clinofor consists of a string of standard units cemented into a borehole. It uses the same electromagnetic sensors as the Distofofor extensometer but amended to respond to angular rotations (movements of a bending pendulum rod are measured in one or two orthogonal planes by inductive effect).

The resolution of each standard unit is $1.5 \cdot 10^{-5}$ radian and practical precision is better than $5 \cdot 10^{-4}$ radian (for a full-scale range of ± 0.1 radian). Unit angular changes are integrated to obtain the rock deformation along the length of the borehole.

The apparatus has been used in many foundations and landslides.

The chain deflectometer (Müller and Müller, 1970) is an instrument of an intermediate type, as it usually remains permanently in the borehole although it can be removed for repairs or calibration.

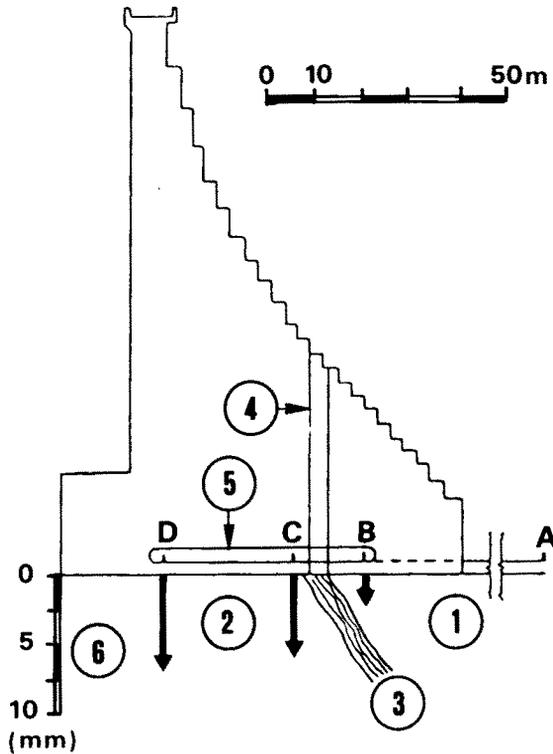
Clinometers can also be installed in adits, shafts and underground chambers.

2.4.6. Water Levels (Communicating Vessels)

A device for measuring settlements (or rotations) at the level of the dam foundation consists of a chain of water levels.

Precision on reading the water level is of the order of ± 0.25 mm.

Fig. 24 shows a water level system installed in the inspection gallery at Bort arch-gravity dam (France, 120 m high).



Cet ouvrage est fondé :

- à l'aval, sur du gneiss dur, mais fracturé;
- à l'amont, sur du micaschiste compact, mais plus déformable, une zone de terrains broyés, de mauvaise qualité, étant située entre le gneiss et le micaschiste.

Afin de permettre aux plots d'obtenir leurs tassements pendant la construction, il avait été prévu, dans l'ouvrage, des joints larges qui ont été bétonnés par la suite quand les tassements furent acquis. Sur la Fig. 24 ont été portés les tassements mesurés pendant la construction :

- niveau D : tassement de 6,5 mm
 - niveau C : tassement de 5,5 mm
 - niveau B : tassement de 1,5 mm
 - le niveau A, situé à l'extérieur du barrage, étant pris comme niveau de référence.
- } (micaschiste)
- } (gneiss)

2.4.7. Géophysique

Les méthodes géophysiques, employées généralement pour la reconnaissance (voir chapitre 2.2.2 ci-dessus), peuvent aussi servir à l'auscultation. Bien que de

Fig. 24

Bort arch-gravity dam (France). Settlement measurement by water levels.

Barrage poids-voûte de Bort (France). Mesures de tassements au moyen de niveaux à eau.

- | | |
|--|---|
| (1) Gneiss. | (1) <i>Gneiss.</i> |
| (2) Micaschist. | (2) <i>Micaschiste.</i> |
| (3) Crushed zone. | (3) <i>Zone de terrains broyés.</i> |
| (4) Wide joint. | (4) <i>Joint large.</i> |
| (5) Inspection gallery and position of water levels. | (5) <i>Galerie de pied, avec emplacement des niveaux à eau.</i> |
| (6) Settlement (mm). | (6) <i>Tassements en mm.</i> |

The dams sits :

- on hard but fractured gneiss on the downstream side;
- on compact but deformable micaschist on the upstream side, with a poor quality crushed zone between the gneiss and the micaschist.

Wide joints were provided in the structure to allow the blocks to settle during construction and were concreted tight once settlement was complete. Fig. 24 shows settlements measured during construction :

- level D : 6.5 mm settlement (micaschist);
- level C : 5.5 mm settlement (micaschist);
- level B : 1.5 mm settlement (gneiss);
- level A : beyond the dam toe taken as datum.

2.4.7. Geophysics

The geophysical methods that are usually used for the investigation of the site (see chapter 2.2.2.) can also be useful to monitor it later. Actual cases of this are

telles tentatives soient rares, elles méritent probablement d'être développées. En effet, l'utilisation des méthodes géophysiques permet, un peu comme la radiologie, de « voir » à l'intérieur d'un grand volume de roche.

La *conductivité électrique* peut donner des renseignements intéressants sur les changements de perméabilité, mais surtout sur l'altération ou la dissolution de la roche qui se traduit dans un changement des teneurs en ions.

Les méthodes sismiques, en *réfraction* ou en *transmission*, entre points fixes, peuvent détecter un changement dans l'ouverture des fissures, c'est-à-dire dans l'état de contrainte. Les investigations faites sur la fondation du barrage du Gage 2 en France (Fauroux *et al.*, 1968) furent très intéressantes. Il serait utile de savoir quels sont les paramètres les plus significatifs : vitesse, longueur, atténuation des ondes, quelles ondes ? Par exemple, au barrage du Gage 2, les variations dans la fondation de gneiss dur, entre le réservoir vide et le réservoir plein, étaient de 20 % pour la vitesse et de 90 % pour l'atténuation de l'énergie.

L'enregistrement en *microsismique*, par des sismographes de haute sensibilité, de l'émission acoustique spontanée de la fondation rocheuse peut permettre de détecter, soit une adaptation normale au champ de contrainte nouveau imposé par l'ouvrage, soit les prémices d'un mécanisme de rupture. Cette méthode, qui est utilisée surtout pour les pentes naturelles, pourrait probablement être utilisée systématiquement dans les fondations de barrage.

Enfin, l'installation de *sismographes* sur les rives, avant la construction du barrage, peut renseigner utilement sur la sismicité naturelle et permettre de déceler ultérieurement la sismicité éventuelle induite par le réservoir. La mesure du déphasage entre les secousses enregistrées sur les deux rives peut éclairer sur la nature des sollicitations à prendre en compte dans le projet.

2.4.8. Piézomètres et drains

Les drains, qui sont normalement installés dans les fondations comme moyens d'action corrective (voir paragraphe 4.3), sont aussi d'excellents moyens d'auscultation. Une augmentation de débit dans un drain a de toute évidence une signification; il en est de même pour un assèchement. Cependant, l'interprétation n'est possible qu'avec le second terme du réseau d'écoulement, c'est-à-dire la charge. Tous les projeteurs sont d'accord maintenant sur le fait qu'un drain muni d'un manomètre n'est pas un piézomètre, et sur l'absolue nécessité d'associer aux *mesures de débits* observés dans les drains des *mesures piézométriques* indépendantes. L'ensemble est ce qui a été appelé « *l'auscultation hydraulique* », puissant moyen de détection de la moindre modification interne de la fondation rocheuse. En effet, une très légère déformation du massif rocheux correspond à une déformation relative considérable de l'épaisseur des fissures, qui correspond à son tour à un changement spectaculaire de la conductivité hydraulique. En conséquence, les moindres déformations de la masse rocheuse doivent agir d'une façon nette sur le réseau d'écoulement, c'est-à-dire sur les *mesures piézométriques et les débits des drains*. Cette auscultation hydraulique peut donc détecter toute anomalie dans le comportement du massif rocheux bien avant les autres instruments.

few, but they probably deserve development, because, in this way, the engineer can “see” the inside of a large volume of rock, rather like the doctor with his X-ray examination.

The *electric conductivity* method can yield instructive information on changes in permeability within the rock, and, more important, on any alteration or solution within it, because these processes change the level of the ion content.

Seismic refraction or *transmission* between fixed points can be used to detect any change in fissure openings, and thereby, any change in stress. The investigations on the foundation of Le Gage II dam in France were very interesting (Fauroux *et al.*, 1968). It would be well to know which are the most significant parameters (velocity, wave length, attenuation, which waves?). There were variations of 20 per cent for velocity and 90 per cent for attenuation, for example, in the hard gneiss foundation of Le Gage II dam between the reservoir empty and reservoir full conditions.

Microseismic records from high sensitivity seismographs of the autogenous acoustical emission of rock foundations can detect normal adaptation of the rock to the new stress pattern set up by the dam or incipient failure. The method is used mainly for natural slopes, but it could probably be applied systematically to dam foundations.

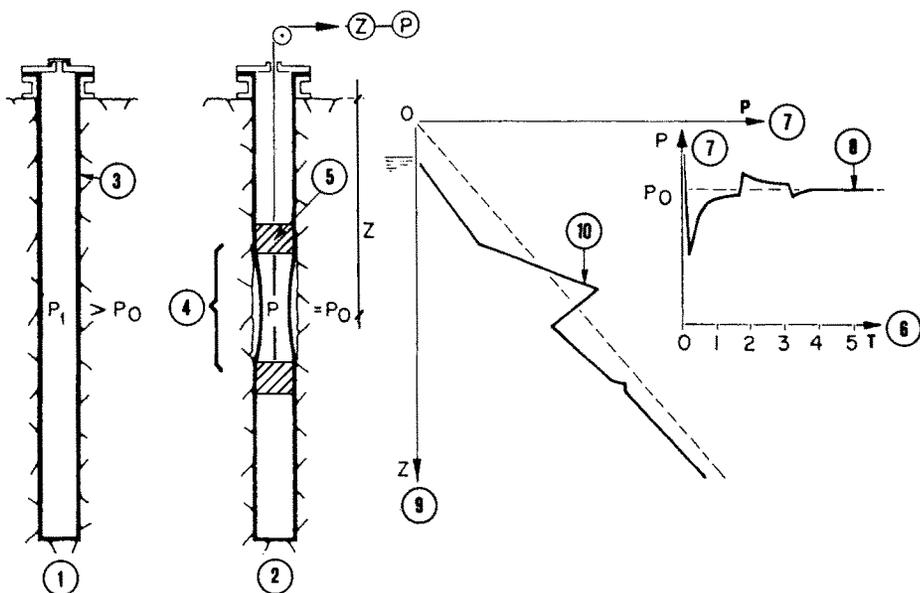
Lastly, *seismographs* installed on the banks before construction begins provide valuable information on the natural seismic activity of the area and, later, detect any reservoir-induced tremors. The lag between the shocks recorded on the two banks helps in deciding what types of loads must be considered in the design analyses.

2.4.8. Piezometers and Drains

Drains are usually provided in foundations for the purposes of corrective action (cf. section 4.3), but they are also excellent monitoring devices, because it is obvious that any increase or drop in drain discharge is significant. But to interpret what is happening, a second term is needed in the flow net, i.e. the head or hydraulic potential. Designers now agree that putting a pressure gauge on a drain does not make it a piezometer and that it is essential to combine *drain discharge measurements* with independent *piezometric measurements*. Together, they form what is called in French « *auscultation hydraulique* », which is a most valuable means of detecting the slightest change within the foundation when water is present, because any deformation of the rock mass, however slight, brings with it a relatively large change in the width of cracks in the rock, which in turn leads to a spectacular change in the hydraulic conductivity. The smallest rock deformation must then have an unmistakable effect on the flow net, i.e. on *the piezometric and drain discharge readings*. Therefore this type of “hydraulic monitoring” system is capable of detecting any kind of abnormal behaviour of the rock before any of the other instruments respond.

Il faut se rappeler aussi que la théorie de la *sensibilité* du réseau d'écoulement aux variations d'épaisseur des fissures n'est plus valable quand l'écoulement est concentré dans des *canalicules*, situés eux-mêmes dans les plans de fissure. Cette question discutée dans le paragraphe 3.3 doit être considérée avec attention lors d'une interprétation de « l'auscultation hydraulique ».

Une mention particulière doit être faite ici sur la signification des mesures piézométriques. Les crépines des piézomètres sont en règle générale, ou trop courtes, donnant seulement une valeur locale du potentiel difficile à utiliser, ou trop longues, donnant une « moyenne » erronée en permettant la circulation de l'eau entre des niveaux à des potentiels différents. Le *piézomètre continu* ou *piézo-for* (Fig. 25) mis au point en France (Comité Français des Grands Barrages, Groupe de travail, 1970) est un important progrès conduisant à des mesures piézométriques correctes : un « log » complet de la charge peut être établi sur la longueur du forage.



Une membrane étanche, appliquée directement au rocher (ou bien à l'intérieur d'un tube crépiné scellé au terrain par un coulis de ciment se fissurant lors de la prise), empêche toute communication par le forage entre les divers niveaux aquifères. Une sonde mobile de mesure, isolée par deux obturateurs gonflables, peut être appliquée à tout niveau du forage (pouvant atteindre plusieurs centaines de mètres) et permet d'obtenir un profil piézométrique complet sans perturber le régime d'écoulement naturel.

De telles mesures au *piézo-for* ont été effectuées dans deux forages réalisés dans la rive droite, à l'amont immédiat du barrage en enrochement de Derbendi-Khan ($h = 100$ m, Irak), la mise en eau ayant réactivé un ancien glissement. La rive est formée de marnes calcaires, de grès, d'argile et d'éboulis de pente.

It must also be remembered that the theory of flow net *sensitivity* to changes in fissure opening ceases to be valid when flow is concentrated in *small channels* within the planes of the fissures. This question must be carefully considered when interpreting drain discharge and piezometric measurements. It is discussed more fully in section 3.3.

The question of the reliability of piezometric measurements is worthy of mention at this point. The filters are generally either too short, in which case only a local value is obtained for the potential, which is not very useful, or too long and yield a false "mean" value because different levels in the hole at different potentials are brought into communication. To overcome this difficulty, a *continuous borehole piezometer, or piezofor* (Fig. 25) has been developed in France (French Committee on Large Dams, Working Group, 1970). It gives a complete log of the potential over the whole length of the hole. This is a major step towards proper piezometric measurements.

Fig. 25

Continuous borehole piezometer.

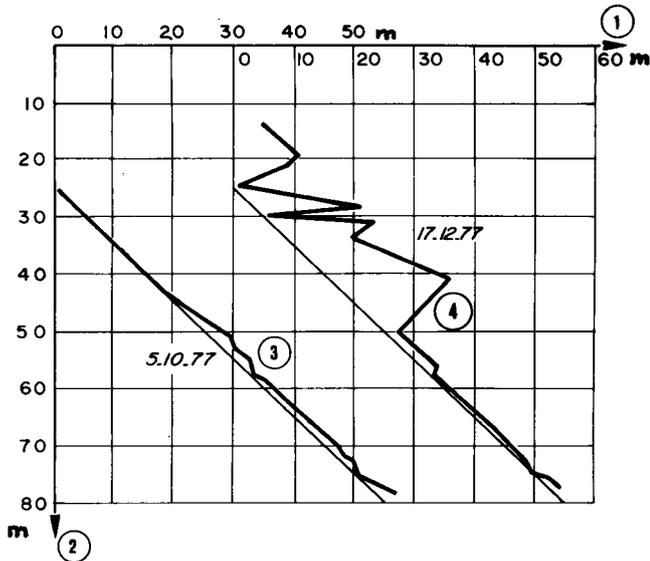
Piézomètre continu en forage.

- | | |
|--|---|
| (1) Borehole with pressurised rubber membrane ($P_1 > P_0$). | (1) Forage revêtu d'une membrane sous pression ($P_1 > P_0$). |
| (2) Borehole during measurement at depth Z ($P = P_0$). | (2) Forage pendant la mesure à la profondeur Z ($P = P_0$). |
| (3) Rubber membrane. | (3) Membrane en caoutchouc. |
| (4) Measuring probe. | (4) Cellule de mesure. |
| (5) Packer. | (5) Obturateur. |
| (6) Time in minutes. | (6) Temps en minutes. |
| (7) Water pressure inside probe. | (7) Pression de l'eau à l'intérieur de la cellule. |
| (8) Curve of pressure vs time at depth Z. | (8) Courbe de la pression en fonction du temps à la profondeur Z. |
| (9) Depth. | (9) Profondeur. |
| (10) « Log » of seepage pressure. | (10) « Log » de la pression d'eau. |

A watertight membrane in direct contact with the rock (or inside a slotted tube cemented into the ground with a mix which cracks as it dries) prevents water circulating between different aquifers along the borehole. A torpedo carrying packers at each end is moved along the hole (to depths of up to several hundred metres) to log the complete piezometric profile without any disturbance to the natural seepage conditions.

This type of logging, using the *Piezofor* apparatus, was done in two right bank boreholes just upstream of the Derbendi-Khan rockfill dam, 100 metres high, in Iraq, when filling of the reservoir had re-activated an old slide. The abutment consists of calcareous marls, sandstone, clay and slope talus.

La Fig. 26 donne les résultats des mesures effectuées dans un même forage, à deux mois d'intervalle (le niveau de la retenue n'ayant pratiquement pas varié au cours de cet intervalle de temps).



La deuxième mesure, qui montre une augmentation de pression considérable dans les 40 m supérieurs du forage, a été réalisée quelques jours après une forte pluie (55 mm en 24 h). On voit donc toute l'importance des précipitations sur la distribution des pressions interstitielles à l'intérieur de la rive.

La Fig. 27 représente le dispositif de mesures piézométriques installé dans la fondation rocheuse (gneiss) du barrage-voûte de Lapanan (h = 106 m, France), à l'aval du rideau d'injection (Le May *et al.*, 1985). Les piézomètres comportent une chambre de mesure courte (2 m).

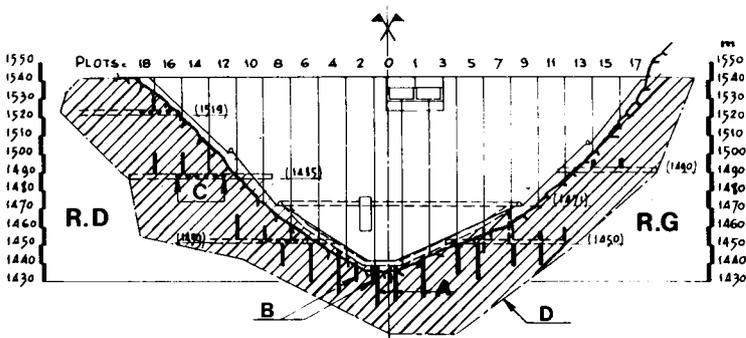


Fig. 26 shows the results of measurements made in a single borehole, two months apart (the reservoir level had hardly changed over this period of time).

Fig. 26

Derbendi-Khan dam (Iraq). Piezofer measurements.

Barrage de Derbendi-Khan (Irak). Mesures piézométriques (au piézofor).

- | | |
|-----------------------------------|---|
| (1) Piezometric head (m). | (1) <i>Pression en mètres d'eau.</i> |
| (2) Depth (m). | (2) <i>Profondeur en mètres.</i> |
| (3) Piezometric head before rain. | (3) <i>Mesures du 5-10-1977.</i> |
| (4) Piezometric head after rain. | (4) <i>Mesures du 17-12-1977 (après une forte pluie).</i> |

The second reading, detecting a considerable increase in the pressure in the top 40 m of the hole, was made a few days after heavy rainfall (55 mm in 24 hours). This is evidence of the importance of precipitation on the pore pressure distribution inside the bank.

Fig. 27 shows the piezometer system installed in the gneiss rock foundation of Laparan arch dam (106 m high, France) downstream the grout curtain (Le May *et al.*, 1985). The piezometer pressure inlet chamber is short (2 m).

Fig. 27

Laparan arch dam (France) - Piezometric measurements in foundation.

Barrage-voûte de Laparan (France) - Dispositif de mesures piézométriques en fondation.

- | | |
|------------------------------------|---|
| (A) Deep piezometers. | (A) <i>Piézomètres profonds.</i> |
| (B) Short piezometers. | (B) <i>Piézomètres courts.</i> |
| (C) Horizontal piezometers. | (C) <i>Piézomètres subhorizontaux.</i> |
| (D) Hachured area : Grout curtain. | (D) <i>Zone hachurée : Écran d'injection.</i> |

Enfin, les drains peuvent être utilisés pour faire des *essais Lugeon* en des points fixes au cours de l'exploitation du barrage (Louis, 1971). Des essais de cette nature ne sont pas fréquents, mais ils mériteraient d'être multipliés car ils conduiraient à une meilleure connaissance du comportement des fondations rocheuses.

2.4.9. Percolations et débits de fuite

Les fuites à travers un barrage et sa fondation traduisent de façon visible les imperfections ou anomalies de l'ouvrage destiné à retenir l'eau. Ce procédé d'auscultation est pratiqué depuis longtemps et a précédé tous les autres. Il met en œuvre des dispositifs très rustiques de lecture facile : tuyau ou caniveau de captage, récipient, déversoir de mesure.

L'importance et la nécessité de la mesure des fuites sont unanimement reconnues, celles-ci étant d'excellents intégrateurs du comportement du barrage et de sa fondation.

Le réseau d'écoulement tridimensionnel des percolations à travers une fondation dépend de la distribution spatiale des perméabilités. Cette distribution est en général très hétérogène, pour diverses raisons :

- naturelles, déterminées par la géologie souvent complexe;
- artificielles, telles que : injections, paroi, masque étanche, drainage, etc.;

- mécaniques : ouverture ou fermeture des fissures, desserrage ou serrage du rocher, érosion interne, colmatage.

La loi de variation des débits de percolation dans une fondation rocheuse, en fonction de la charge d'eau, est, en général, très complexe par suite de l'intervention de divers types d'écoulement : à travers des fissures fines, à travers des fissures ouvertes, à travers des canalicules. Néanmoins, l'analyse de la corrélation entre le débit de percolation et la charge d'eau renseigne parfois utilement sur l'origine des percolations. C'est ainsi qu'une augmentation brusque des débits, à charge d'eau constante, peut traduire la « déchirure » de l'écran d'étanchéité amont sous l'effet des tractions induites par le barrage.

Mais, ainsi qu'il a été dit précédemment, il est nécessaire d'associer des mesures piézométriques aux mesures de débits pour interpréter correctement ces dernières. Par exemple, dans le cas d'une diminution des débits des drains, une diminution des sous-pressions indique un colmatage amont (ce qui est favorable), une augmentation des sous-pressions traduit une perte d'efficacité des drains (ce qui est dangereux). Ce dernier type d'évolution a été mis en évidence dans la fondation d'un barrage-poids (barrage de Guerlédan - hauteur 54 m - France - Fig. 28), au moyen des mesures de débits et des mesures piézométriques. Des mesures de rénovation du drainage ont pu être prises *avant* l'apparition de tout désordre (Le May *et al.*, 1985).

D'autre part, l'analyse physico-chimique des eaux de percolation pourra également indiquer le délavage d'un voile d'injection, le colmatage du terrain par les eaux chargées de la retenue, ou l'entraînement de matériaux du terrain de fondation.

Drains can also be used for *Lugeon tests* at fixed points while the dam is in service (Louis, 1971). There have not been many tests of this kind in the past, but their more widespread use would give us a better understanding of the behaviour of rock foundations.

2.4.9. Seepage and Leakage

Leakage through and around the dam is visible evidence of imperfections in the water-retaining system. Leakage monitoring has been practised for many years, being the earliest type of monitoring. It makes use of very simple apparatus, which is easy to gauge : drainage gutters or pipes, collecting tanks, or measuring weirs.

The need for and importance of leakage monitoring is universally agreed, and is an excellent integrator of the performance of the dam and foundation.

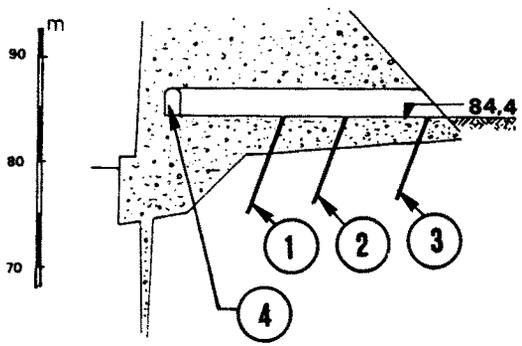
The three-dimensional seepage network in the foundation is governed by the space distribution of permeability. This pattern usually exhibits extreme non-uniformity, for a number of reasons :

- naturally, as determined by the often complex geology;
- artificially, as influenced by grouting, diaphragm walls, watertight facings, drainage systems, etc.;
- mechanically, as affected by opening or closing of fissures, rock compression/decompression, internal erosion, or clogging.

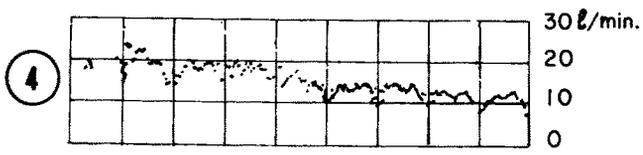
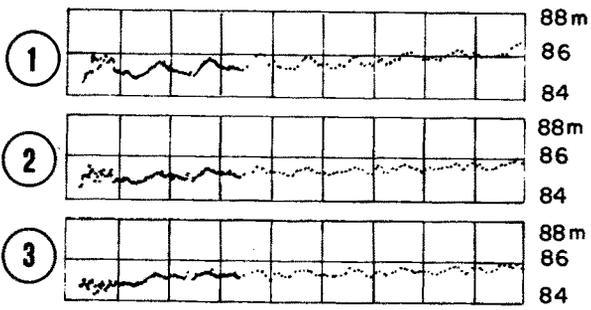
The seepage rate versus water load on the foundation rock usually follows a very complex law by reason of the effects of the different types of flow through fine cracks, open fissures, and preferential channels. But analysis of the correlation between seepage and water load may yield useful information on the cause of the seepage. For example, a sudden increase in leakage at constant water load may be evidence of a "tear" in the upstream grout curtain under the effect of the tensile stresses produced by the dam.

But as has been said above, piezometer data must be considered in conjunction with leakage measurements for a proper interpretation of the leakage. For example, if drain discharge drops sharply, a concomitant drop in uplift pressure is indicative of clogging upstream (a positive development), whereas a rise in uplift points to reduced drain performance (dangerous). The latter alternative was identified in the foundation of a gravity dam (Guerlédan dam, height 54 m, France, Fig. 28) by means of leakage and piezometer monitoring. This made drain maintenance possible *before* any distress occurred (Le May *et al.*, 1985).

Physical and chemical analysis of seepage water is also capable of revealing leaching from the grout curtain, self-sealing of the ground by the turbid water from the reservoir, or solids entrainment from the foundation.



1966 1967 1968 1969 1970 1971 1972 1973 1974 **5**



6

Fig. 28

Guerlédan gravity dam (France). Efficiency of foundation drainage below blocks 1 and 2.
Barrage-poids de Guerlédan (France). Efficacité du drainage de la fondation des plots 1 et 2.

- | | |
|---|--|
| (1) (2) (3) Piezometric levels from piezometers 1, 2, 3, corrected for normal reservoir level and average weather. | (1) (2) (3) <i>Graphiques des niveaux piézométriques aux piézomètres 1, 2, 3, à conditions constantes reconstituées (retenue normale et saison moyenne).</i> |
| (4) Foundation drain discharge near blocks 1 and 2 (inspection and drainage gallery 4), for normal reservoir level and average weather. | (4) <i>Graphique des débits collectés par les drains de fondation dans la zone des plots 1 et 2 (galerie de visite et de drainage 4), à conditions constantes reconstituées (retenue normale et saison moyenne).</i> |
| (5) Piezometric levels (m). | (5) <i>Altitudes des niveaux piézométriques (m).</i> |
| (6) Leakage (l/min). | (6) <i>Débits de fuites (l/min).</i> |

2.5. INTERPRÉTATION DES ESSAIS ET DES MESURES D'AUSCULTATION

L'interprétation correcte des résultats des mesures faites sur la roche aux différentes phases du projet, de la construction et de l'exploitation du barrage est une tâche qui requiert deux conditions :

a) *un travail d'équipe*, les ingénieurs et les géologues agissant côte à côte et non pas les uns après les autres;

b) *un travail progressif*, chaque étape déterminant la suivante.

Il est évident que le type de roche et le type de barrage orientent la sélection des essais préliminaires. Ensuite, selon les résultats obtenus, des mesures complémentaires seront entreprises. La nature de ces mesures et surtout leur implantation dans le site doivent être décidées après discussion et échange d'idées entre les ingénieurs et les géologues. De même, la conception de l'auscultation de la fondation et son interprétation exigent ce dialogue. Quand une anomalie se présente dans les mesures, le point de vue des géologues est de la première importance pour que soit adoptée la meilleure solution.

Le nombre d'essais et de mesures, en d'autres termes le temps et l'argent consacrés à la connaissance de la fondation, dépendent de la géologie du site, du type et de l'importance de l'ouvrage, du coût des réparations éventuelles, mais *surtout des risques potentiels* courus par les biens et les populations d'aval. La pratique actuelle, en partie due sans doute à l'impulsion de la mécanique des roches, est d'attacher une grande importance à une connaissance correcte des données mécaniques de la fondation rocheuse et d'inclure les résultats des investigations et des reconnaissances dans la conception même du projet, dès que possible. Ceci exige un effort constant d'interprétation de résultats divers et un ajustement judicieux du projet au fur et à mesure que ces résultats sont obtenus, sans oublier la prévision des essais et des instruments nécessaires aux phases suivantes.

En ce qui concerne l'auscultation d'une fondation (et du barrage proprement dit), il est difficile d'établir un projet optimal de mesures au stade des études de l'ouvrage. L'optimisation du dispositif (abandon de certaines mesures, mise en œuvre de mesures complémentaires) se fait au fur et à mesure de l'augmentation des connaissances sur le comportement de la fondation. Par exemple, il est souvent nécessaire de compléter le réseau de piézomètres et de drains, après la première mise en eau, une fois mieux connue l'hydrogéologie de la fondation.

Ces considérations d'ordre général n'impliquent toutefois pas l'existence de règles strictes pour l'exécution des reconnaissances et des essais. Il n'y a pas encore de règles qui permettraient de faire automatiquement le meilleur et le plus sûr projet de fondation. Il est toujours nécessaire d'avoir recours à *des hommes de grande expérience*, expérience qui ne s'acquiert qu'après avoir fait la reconnaissance de beaucoup de fondations, avoir construit sur elles et observé leur comportement.

2.5. INTERPRETATION OF TESTS AND MONITORING RESULTS

Correctly interpreting readings taken in and on the rock foundation from the start of design up to and beyond the time the dam goes into operation requires :

- a) *teamwork*, with the engineers and geologists working together and not separately or in sequence;
- b) a *progressive approach*, wherein each step determines those that follow.

The choice of what preliminary testing is to be done is obviously governed by the types of rock and dam. Additional investigations based on the results so obtained follow. But what measurements are to be made and, more important, where they are to be made must only be decided after the engineers and geologists have discussed it together, and the same applies when it comes to monitoring the foundation and interpreting the results of the readings. When the measurements show any kind of abnormality, it is essential for the geologists to express their opinion, to arrive at the best solution.

The amount of testing and measuring to be done, i.e. the time and money to be spent on investigating the foundation, depend on the geology of the site, the type and the importance of the dam, and the cost of any repairs that might become necessary at a later date because of undiscovered foundation defects, but the prime consideration is the *potential risk* to life and property downstream. The modern practice is to give an important place to having a proper understanding of the engineering characteristics of the foundation and include them at the earliest possible stage in the design. This requires a constant effort to interpret the data obtained and alter the design accordingly as they become available, and plan the tests and instruments for the subsequent stages.

Regarding monitoring of the foundation (and dam proper), it is difficult to recommend any optimum programme at the design stage. Optimisation of the monitoring system (discontinuing certain readings, adding extra measurements) is pursued as more knowledge is gained on the behaviour of the foundation. For example, it is often necessary to add further piezometers and drains after first filling, when the foundation hydrogeology is better documented.

These general statements do not however mean there are strict rules governing how the site should be investigated and tested. There is no set of rules guaranteeing the best and safest foundation design will be found. There is no substitute for *experience*, and experience can only be had by investigating many foundations, building on them and learning from the results.

3. ÉTUDE DE LA FONDATION

3.0. INTRODUCTION

Ce chapitre est consacré à l'examen des moyens qui permettent l'étude mécanique et, par conséquent, la compréhension et la prévision du comportement de la fondation du barrage.

Un barrage modifie radicalement l'état de contrainte naturel qui régnait dans le fond et les flancs de la vallée avant qu'il soit construit. D'abord, il ajoute son *poids*, force verticale plus ou moins concentrée, qui induit des compressions et des efforts de cisaillement complexes. Il transmet à sa fondation des *forces* résultant des charges, variables, qui lui sont appliquées en cours d'exploitation (charge d'eau, action de la température, etc.). Ces forces engendrent, elles aussi, des compressions, des cisaillements et souvent des tractions dans les zones amont. Enfin, l'eau en charge s'infiltré dans les pores et les fissures de la fondation où, par sa pression, elle développe des *forces volumiques*. Celles-ci peuvent être considérables, du même ordre de grandeur que les précédentes, et au surplus dirigées d'une façon défavorable pour la stabilité.

Cet ensemble de forces appliquées au massif qui supporte le barrage est aussi important à connaître que les contraintes dans le barrage construit de main d'homme.

Pour l'étude de la stabilité de la fondation, il est d'usage de faire appel à la notion de contrainte, c'est-à-dire de force par unité de surface. Il convient toutefois de bien comprendre que *l'équilibre global est régi par des forces*, car les contraintes n'ont de signification que par la superficie à laquelle elles s'appliquent. Une contrainte excessive, c'est-à-dire dépassant la résistance du terrain, mais n'agissant que sur une zone restreinte ou contenue, sera sans conséquence dommageable, alors qu'une contrainte beaucoup plus modérée mais régnant sur une grande surface pourra réduire gravement la marge de sécurité de la fondation. Il en est de même pour les déformations sous charge qui ne seront pas du tout les mêmes, à contraintes égales, selon l'aire d'application de cette contrainte.

Enfin, le système complexe que forment le barrage proprement dit et sa fondation est, du point de vue mécanique, fortement *hyperstatique*. C'est-à-dire que les contraintes se distribuent en fonction des répartitions spatiales de la déformabilité des matériaux. Il existe nécessairement une interaction entre la fondation et la structure, chacune réagissant sur l'autre. Par exemple, pour donner une illustration simple de cette interaction, une zone de fondation ayant localement une forte déformabilité ne recevra de la structure rigide qu'elle supporte qu'une part réduite de la charge, le reste se répartissant de part et d'autre, sur les zones moins déformables, sous forme de contraintes augmentées. On conçoit le rôle que joue la connaissance des propriétés mécaniques de la fondation dans l'évaluation des contraintes qu'elle subit.

3. FOUNDATION DESIGN

3.0. INTRODUCTION

This chapter deals with the methods available to the engineer for examining the mechanical properties of the foundation rock, and understanding and forecasting its behaviour.

A dam radically alters the natural antecedent state of stress in the valley flanks and river channel. It adds *weight*, a more or less concentrated vertical load setting up complex compression and shear forces in the foundation. It transmits *forces* caused by (varying) loads during its operational life (water load, temperature effects, etc.). These forces also set up compressions, shears and often upstream tensile stresses. Water under pressure seeps into the pores and cracks in the foundation where the pressure sets up *body forces* which may be considerable, of the same order of magnitude as the others, and, what is worse, acting in directions which are extremely unfavorable for stability.

It is just as important to know this set of forces applied to the rock carrying the dam as the stresses in the man-made structure.

Foundation stability analyses usually make use of the stress concept, i.e. force per unit area. It must however always be borne in mind that *overall stability is governed by forces*, since stresses are only meaningful through the areas to which they apply. A high stress, i.e. a stress in excess of the rock strength, acting on a restricted or contained zone of rock, will have no deleterious effects, whereas a much more moderate stress acting over a large area may seriously affect the safety margin of the foundation. The same applies to load-induced deformations which will differ with the area over which a given stress is applied.

Lastly, the complex dam/foundation system is, in mechanical terms, highly *hyperstatic*. This means that stresses distribute according to the spatial distribution of the deformability of the constituent materials. There is necessarily some interaction between dam and foundation, each affecting the other. For example, a simple illustration of this interaction would be a foundation zone having a high localized deformability only bearing a small part of the load from the overlying rigid structure, the rest being distributed over less deformable zones on either side, where the stresses will be increased. It is then easy to understand the importance of knowing the mechanical properties of the foundation in estimating the stresses acting on it.

Une autre forme de contrainte est celle, souvent majeure, que créent les *écoulements de l'eau* à travers le massif naturel. Il n'existe pas de formation géologique ni d'écran d'injection parfaitement étanche. Sous la forte charge hydrostatique créée par le réservoir, l'eau s'infiltré et ressort à l'aval. Les lois de l'hydraulique souterraine établissent deux faits importants. Le premier est que la percolation de l'eau dans les interstices du massif engendre des contraintes dans la partie solide du massif, proportionnelles au gradient hydraulique de l'écoulement (c'est-à-dire à la perte de charge par unité de longueur). Le second est que ce gradient ne dépend pas de la perméabilité absolue.

La première loi signifie que ces forces volumiques considérables, de l'ordre de grandeur des forces de poids, peuvent prendre naissance, dans des directions parfois dangereuses pour la stabilité. Elles peuvent, par exemple, pousser vers le vide les versants de la vallée à l'aval du barrage. La seconde loi, plus subtile dans ses conséquences, est souvent mal comprise. En effet, qu'un massif homogène soit dans son ensemble peu perméable ou très perméable, les contraintes dues à la percolation seront les mêmes. Seul le débit de fuite sera différent. Ainsi, l'absence de fuite visible ne veut pas dire, pour un massif étanche, absence de contrainte hydraulique, bien au contraire.

En revanche, les variations locales de perméabilité modifient le réseau d'écoulement, par conséquent la distribution des gradients hydrauliques et des contraintes qui en résultent. C'est pourquoi, plus que la perméabilité absolue d'un massif, ce qu'il importe de connaître est l'existence éventuelle de *contrastes de perméabilité* entre les différentes formations et la localisation de ces contrastes. Les fortes pertes de charge se produisant dans les zones les plus imperméables, celles-ci seront le siège des plus fortes contraintes hydrauliques.

On voit donc que la connaissance géologique de la fondation doit détailler la *distribution des perméabilités*, distribution qui est souvent compliquée par l'anisotropie due à la structure du massif.

Pour terminer l'énumération des contraintes appliquées au massif naturel, il faut mentionner un effet très différent, mais parfois désastreux, de l'écoulement de l'eau : l'*érosion interne*. Il s'agit d'une contrainte appliquée aux grains élémentaires de matière solide et qui, lorsque ceux-ci sont libres ou faiblement liés entre eux, peut les entraîner dans le sens du courant. Par un processus qui s'amorce à l'aval, sous l'effet d'un fort gradient de sortie, et regresse vers l'amont, il peut s'ouvrir des passages francs à l'eau du réservoir. Les terrains donnant lieu à ce phénomène (grès tendres, certaines roches volcaniques) doivent être recherchés lors de l'étude géologique. Les alternances de bancs érodables et de bancs non érodables sont particulièrement dangereuses, ces derniers permettant aux conduits d'érosion de se maintenir ouverts pendant le processus régressif, jusqu'au moment où ils débouchent dans le réservoir. Un phénomène plus difficile à détecter est la suffosion qui, à la faveur de forts gradients internes, peut faire migrer des grains fins vers des zones à vides ouverts.

En définitive, on est toujours conduit à traiter, en plus des problèmes propres au barrage proprement dit (au-dessus de sa fondation), des problèmes de stabilité d'appui, en tenant compte des sollicitations et de la structure géologique.

Another often major form of stress is caused by *seeping water* in the natural rock mass. There can be no perfectly watertight geological formation or grout curtain. Under the heavy hydrostatic load from the reservoir, the water infiltrates and emerges on the downstream side of the dam. Subsurface hydraulics theory establishes two important facts. Firstly, seeping water in the rock pores sets up stresses in the solid part of the mass, proportional to the hydraulic gradient of the flow (i.e. to head loss per unit length). Secondly, this gradient is not dependent on absolute permeability.

The first of these facts means that considerable body forces, of the same order of magnitude as the gravity forces, may occur in directions which are sometimes dangerous for stability. For example, they may tend to force the valley flanks downstream of the dam towards the river channel. The second fact is more subtle in its effects and is frequently misunderstood. Seepage-induced stresses will be the same, regardless of whether the overall permeability of a homogeneous rock mass is high or low. Only the flow rate will differ. So the absence of visible leakage from impervious rock does not mean that there are no seepage stresses; in fact, it is just the opposite.

On the other hand, local permeability variations modify the flow net, and thereby the patterns of hydraulic gradients and resulting stresses. This is why knowing the absolute permeability of the rock mass is less important than knowing the *permeability contrasts* (if any) between the formations present, and locating them accurately. Since high head losses occur in the more impervious zones, this is where the highest seepage stresses will occur.

For these reasons, the investigation of the foundation geology must detail the *permeability distribution pattern*, which is often complicated by structural anisotropy.

To complete this list of stresses acting on the natural rock mass, we must mention a very different but sometimes disastrous effect of seeping water, which is *internal erosion*. It is caused by stresses acting on the individual grains of the solid material which, if unrestrained or only weakly bonded together, will be entrained by the current. The process commences at the downstream end where there are high exit gradients, and retrogresses towards upstream, and may eventually produce an unobstructed channel or "pipe" into the reservoir. Rock liable to suffer from internal erosion (soft sandstone, certain volcanic rocks) must be identified in the geological survey. Alternating erodible and resistant beds are particularly dangerous, the latter keeping the channel open as the process progresses until it reaches the reservoir. A more difficult process to detect is suffosion by which high internal gradients can cause fines to migrate towards open voids.

In brief, besides issues affecting the dam itself (above the foundation line), the designer must always address himself to questions of foundation and abutment stability with regard to applied loads and structural geology.

Pour la clarté de l'exposé ci-après, on a distingué trois catégories de problèmes, bien qu'en réalité ces catégories soient étroitement interdépendantes :

- a) la résistance ou la sécurité vis-à-vis de la *rupture*;
- b) la *déformabilité* et ses effets sur l'ouvrage;
- c) le rôle joué par la *percolation de l'eau* à travers les fissures.

La mécanique des roches apporte un certain nombre de moyens pour la résolution de ces problèmes. A partir des moyens d'étude, même s'ils ne sont pas très précis et sont parfois décevants, on pourra déduire les grandes lignes du projet et aussi choisir les mesures correctives si nécessaire.

3.1. RUPTURE DES FONDATIONS ROCHEUSES

3.1.0. Introduction

Le souci majeur de l'ingénieur est d'éviter la rupture de la fondation, car c'est là le pire qu'il puisse envisager. En supposant que la structure géologique a été suffisamment bien évaluée et décrite par les méthodes appropriées, le projet de la fondation est abordé en deux temps :

- a) déduire de la connaissance de la structure géologique et des charges appliquées *les modes de rupture possibles a priori*;
- b) ensuite, calculer les *conditions d'équilibre stable* à l'aide de valeurs *numériques* des paramètres significatifs.

Ces deux étapes sont fondamentalement distinctes et, quoique certains modèles visent à les réaliser simultanément, il est important de garder à l'esprit une claire distinction entre ces deux approches.

3.1.1. Modèles de mécanique des roches

Comparativement à d'autres domaines du génie civil, la mise au point des modèles de massifs rocheux a été lente. Les premiers essais concernaient des modèles physiques, en particulier pour les fondations des grands barrages : vers la fin des années 1950, il fut, en effet, reconnu que les discontinuités jouaient un rôle capital dans la déformabilité et la résistance ultime d'un appui rocheux. Les appuis des barrages de Grancarevo (Yougoslavie) et d'Inguri (URSS) ont été étudiés sur des modèles physiques comportant des milliers de blocs élémentaires. A la même époque, des lois de la mécanique du milieu discontinu des massifs rocheux commencèrent à être utilisées.

Aujourd'hui, les modèles physiques ne sont plus adoptés pour résoudre des problèmes de mécanique des roches. Ils ont été remplacés par des *modèles numériques* qui sont plus souples et moins coûteux, exigent moins de temps et présentent en général une plus grande précision.

La modélisation du rocher diffère beaucoup de celle des constructions de génie civil, du fait des facteurs géologiques et géotechniques. Un modèle de massif rocheux doit tenir compte des aspects suivants :

- caractère incertain, et dispersé dans l'espace, des propriétés des roches;

The problems involved have been split up into three categories for convenience, although it should not be overlooked that in fact they interact very closely :

- a) strength and safety against *failure*;
- b) *deformation characteristics* and their effects on the structure;
- c) effects of *seepage* through the fissures.

Rock mechanics can help in the study of these problems, and even if the methods available are somewhat inaccurate and sometimes disappointing, they do give enough information for the main features of the design to be inferred and any remedial work on the foundation provided for.

3.1. ROCK FOUNDATION FAILURE

3.1.0. Introduction

The engineer's main concern in designing the foundations is to ensure they will not fail under the loads applied to them, because this is the worst case that could occur. Once the geological structure has been sufficiently elucidated, the work of designing the foundation is done in two steps :

- a) by defining the *possible modes of failure* from what is known of the geology and applied loads;
- b) by calculating the *equilibrium conditions for stability* using *numerical* values of the significant parameters.

These are two fundamentally different steps and, although there are some models that try to combine them, it is very important to keep a clear distinction between them in mind.

3.1.1. Rock Mechanics Models

As compared to other fields of civil engineering, models of rock masses were slow to develop. The first attempts were physical models, particularly for large dam foundations where it was recognized in the late 50's that discontinuities played a governing part in the deformability and ultimate strength of a rock abutment. Grancarevo dam (Yougoslavia) and Inguri dam (USSR) had their abutments analysed by physical models, using thousands of individual blocks. At the same time, constitutive laws of discontinuum mechanics were proposed by a large number of laboratories, and mathematical models started to be used, taking into account the discontinuous character of rock masses.

At present, nobody would build a physical model to solve a rock mechanics problem. *Numerical models* have taken over, as they are more versatile, less expensive, less time consuming and generally more accurate.

The modelling of rock differs widely from the modelling of man-made structures owing to the geological and geotechnical factors. A rock model has generally to accommodate itself to the following conditions :

- rock properties are uncertain and spatially random;

- imperfection des mesures : nombre limité de mesures et erreurs instrumentales;
- caractère incertain, et variable dans le temps, de la plupart des sollicitations;
- grand nombre de paramètres entrant en jeu;
- nécessité, en général, d'une étude tridimensionnelle.

Cet ensemble de caractères, qui sont propres à la mécanique des roches, fait que le problème à résoudre est d'une extrême *complexité* et d'une grande *incertitude*. La réponse donnée par un modèle, qui lui-même est nécessairement imparfait, ne peut être qu'approximative.

A ce propos, il y a lieu de mentionner un dilemme. Les modèles aident à comprendre la complexité d'un domaine réel. Cependant, des modèles trop compliqués, essayant de reproduire toutes les composantes du milieu, ne contribueront pas à réduire cette complexité. De toute façon, ils nécessiteraient des reconnaissances trop approfondies du site. En réalité, la connaissance d'un massif rocheux est trop limitée pour permettre sa modélisation complète. C'est une caractéristique des problèmes à « données limitées ». Aussi, le défi est-il de construire des *modèles simples* susceptibles d'élucider des *mécanismes complexes* (Starfield et Cundall, 1988).

Il n'est pas facile de définir ce qui est essentiel dans un modèle, de façon à éliminer les éléments qui compliquent inutilement l'étude et la compréhension des phénomènes. Certains auteurs ont pensé que cette simplification était un art plutôt qu'une science. Comment déterminer les aspects géologiques qui sont d'importance capitale et ceux qui peuvent être ignorés? En fait, le modèle lui-même, s'il est conçu pour identifier les paramètres influençant le comportement global, contribue à répondre à cette question. Un exemple d'un tel modèle est donné au chapitre 3.1.4.

La *validité* d'un modèle doit être vérifiée, en général par une analyse en « retour d'expérience ». Il est cependant paradoxal qu'un modèle trop sophistiqué, comportant un grand nombre de paramètres, peut en général être adapté à une condition réelle au moyen d'un ajustement habile des paramètres. Un modèle simple ne peut pas être « truqué » de cette façon et peut se révéler plus fiable pour des applications pratiques, même s'il apparaît moins précis. Toutefois, des modèles sophistiqués se révèlent parfois utiles pour la vérification de modèles plus simples.

Il faut reconnaître qu'un modèle contribue, avant tout, à élucider un domaine complexe et mal défini. L'application des modèles à la mécanique des roches visera, en premier lieu, à *identifier les paramètres les plus significatifs* et à *évaluer les effets des incertitudes* sur le comportement mécanique de la roche. C'est la seule méthode scientifique pour une étude fiable de la sécurité.

Un aspect important des récentes techniques de calcul sur ordinateur est la possibilité de *visualiser sur écran* les conditions d'équilibre ou d'instabilité. Cela constitue un puissant outil mis à la disposition de l'ingénieur qui peut ainsi mettre en évidence les paramètres les plus significatifs et obtenir d'excellentes données en vue d'un examen avec le géologue. Une telle méthode nécessite, bien entendu, des modèles simples.

- measurements are imperfect and limited in number;
- most loads are uncertain and randomly variable in time;
- there are a large number of parameters involved;
- three dimensions are generally required.

This set of conditions, which are inherent in rock mechanics, mean solving a problem with a high degree of *complexity and uncertainty*. The answer, given by a model which itself is necessarily imperfect, can only be an approximation with a large part of uncertainty.

At this point, it is worth mentioning a dilemma. Models are required to help understanding the complexity of the real field. However, building too complex models trying to reproduce all the components of reality would just not help reducing the complexity. And anyway they could call for too much site investigation for practical use. As a matter of fact, one knows too little about a rock mass to model it completely. This is typical of “data limited” problems. The challenge is therefore to build *simple models* capable of bringing to light the *complex mechanisms* (Starfield and Cundall, 1988).

Deciding what is essential in a model, so as to eliminate the parts which make it too cumbersome to help in understanding and designing, is not an easy task. Some authors have said that this simplification is more an art than a science. How does one determine what aspects of geology are vital and what can be ignored? In fact, the model itself can help answering the question, if it is conceived so as to identify the parameters which govern the overall behaviour. An example of such a model is given in section 3.1.4.

A model has to be *validated*, most commonly by back-analysis. It is paradoxical, however, that an oversophisticated model, with a large number of parameters, can generally be made to fit an actual condition well, by a clever adjustment of these parameters. A simple model cannot be cheated in this way, and it might itself prove more reliable for practical purposes even if it looks less accurate. However, sophisticated models are sometimes useful for the validation of simpler models.

It should be recognized that modelling is first of all an aid to clear thinking in a complex and uncertain context. Modelling rock mechanics should first of all *identify the most significant parameters and evaluate the effects of uncertainties* on the resulting mechanical behaviour. This is the only scientific method for a reliable assessment of safety.

An important aspect of recent computer techniques is the possibility of *visualizing* the equilibrium or instability conditions on the screen. This is a powerful tool for the designer, who gains a direct feeling for the most significant parameters and also is in a better position to discuss them with the geologist. Simple models are obviously required for the implementation of such a procedure.

Un autre objectif important des modèles est l'interprétation des *résultats des mesures d'auscultation*. Le contrôle de la sécurité du massif rocheux est beaucoup amélioré en se servant du modèle, utilisé lors du projet, pour l'analyse des valeurs mesurées. Ici encore, il faut retenir les modèles simples, car ils ne font intervenir qu'un petit nombre de paramètres significatifs, ce qui permet de procéder à un bon choix des types d'appareils de mesures et de leur emplacement. Un modèle très sophistiqué ne peut pas être utilisé, à moins de le simplifier en décidant qu'un certain nombre de paramètres, considérés comme peu significatifs, ne feront pas l'objet de mesures. Le modèle correspondant, plus simple, aura été tout d'abord utilisé au stade de l'étude.

De nombreuses méthodes de calcul ont été mises au point par des scientifiques et des ingénieurs pour étudier les massifs rocheux (Brown, 1987). Elles diffèrent dans les hypothèses et concepts de base, compte tenu des problèmes scientifiques abordés et du degré de précision recherché.

Les théories du *milieu continu*, faisant intervenir l'élasticité, la plasticité, la viscosité et l'anisotropie, sont considérées comme valables lorsque l'échelle de l'espacement des joints est petite par rapport aux dimensions du massif rocheux étudié. On tient compte du caractère discontinu du massif rocheux en considérant un milieu continu « équivalent » (par exemple, modules d'élasticité réduits, anisotropie marquée, etc.). La plupart des programmes de calcul, d'usage courant, sont établis à partir des méthodes des éléments finis ou des différences finies, parfaitement adaptées à l'étude de problèmes différentiels. En ce qui concerne les méthodes intégrales, où la discrétisation n'est appliquée qu'aux limites, on utilise la méthode des « éléments aux limites ».

De nombreux problèmes de mécanique des roches exigent l'introduction des *discontinuités* dans le modèle, sous une forme explicite. Cela est réalisé en ajoutant des « éléments d'interface » spéciaux dans les programmes relatifs au milieu continu, ou en utilisant un programme applicable spécifiquement au milieu discontinu. Cette dernière approche a connu un succès rapide au cours des dernières années. Dans cette méthode, la modélisation de la structure réelle du massif rocheux, constitué de *blocs élémentaires*, simule les conditions réelles de façon satisfaisante (Lin et Fairhurst, 1988). Cundall a établi des programmes de calcul : UDEC bidimensionnel, et plus récemment 3DEC tridimensionnel, qui analysent les conditions de faibles déformations unitaires aussi bien que les déplacements de grande amplitude (Hart *et al.*, 1988). La méthode des blocs-clés (key blocks) élémentaires, mise au point par Goodman, appartient à la même famille; elle considère la cinématique du problème et étudie les conditions aux limites (Goodman et Shi, 1985; Goodman *et al.*, 1982). De la même façon, la méthode proposée par Londe, principalement pour les talus rocheux, fait une étude sur modèle de la structure de base du site, telle que dessinée par le géologue (P. Londe *et al.*, 1969, 1970).

Dans la majorité des programmes de calcul existants, les contraintes appliquées sont supposées constantes, approximation justifiée lorsque les rigidités normale et tangentielle du joint varient très peu. Si les paramètres de rigidité dépendent des déformations, le modèle est beaucoup plus complexe, non seulement dans sa formulation mathématique, mais aussi dans l'affinement nécessaire des données de base.

Another major purpose of modelling is the interpretation of *instrumental data*. The benefits from monitoring rock mass safety are greatly enhanced by entering the measured values in the model which was used for the design. Again, simple models are best as they concentrate on the few significant parameters, guiding the best selection and location of instruments. A model with a high degree of sophistication cannot be used unless it is implicitly simplified by deciding that a number of parameters would not be instrumented as being of little significance. The corresponding simpler model should have been used for the design in the first place.

Many computational methods have been developed by scientists and engineers to model rock masses (Brown, 1987). They differ in basic assumptions and concepts depending on the specific problem they address and also on the degree of accuracy sought.

Continuum theories, which use elasticity, plasticity, viscosity and anisotropy, are considered valid when the scale of joint spacing is small as compared to the size of the rock mass under study. The discontinuous character of the rock mass is taken into account by considering the properties of an "equivalent" continuum (e.g. reduced moduli of elasticity, marked anisotropy, etc.). The most common computational codes are based on the finite element or finite difference methods which are ideal for treating differential approaches. For integral methods, where the discretization is applied at the boundary only, boundary element methods are used.

Many problems in rock mechanics call for incorporating the *discontinuities* in an explicit fashion in the model. This is done either by adding special "interface elements" in the continuum codes, such as in the finite element method, or by using a true discontinuum code. The latter approach has rapidly gained favour in recent years. By modelling the actual structure of rock masses made up of *individual blocks*, it simulates the real conditions in a satisfactory manner (Lin and Fairhurst, 1988). Cundall originated the distinct element codes (UDEC in 2 D and more recently 3 DEC in 3 D), which analyse both small strain conditions and large displacements (Hart *et al.*, 1988). The key block method developed by Goodman is of the same family, which basically considers the kinematics of the problem and studies the limit state conditions (Goodman and Shi, 1985; Goodman *et al.*, 1982). Similarly the method proposed by Londe, mainly for surface rock masses, models the basic structure of the site as mapped by the geologist (P. Londe *et al.*, 1969, 1970).

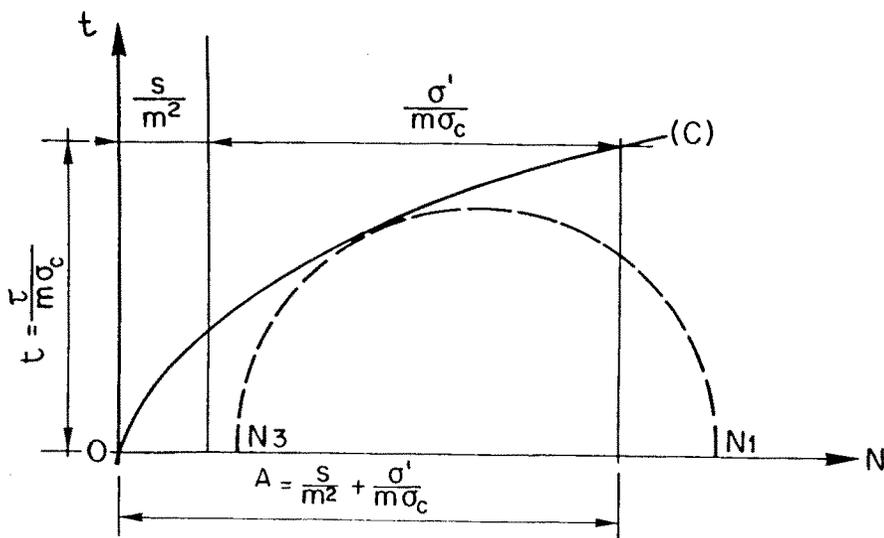
In the majority of the existing codes, the applied stresses are assumed to be constant, an approximation which is justified when the normal and tangential stiffnesses of the joint do not substantially vary with displacements. When the stiffness parameters are strain dependent, the model is much more complex, not only in its mathematical formulation, but also in the requirement for refined input data.

Plus de la moitié des programmes de calcul sont actuellement à deux dimensions; cela limite sérieusement les applications pratiques, car l'analyse en section plane n'est pas en général suffisante. Il faut mentionner que les programmes tridimensionnels peuvent tirer parti des beautés de la projection stéréographique (conservation des angles), pour faciliter la collecte et la représentation des données géologiques, ainsi que pour la visualisation des conditions de stabilité (Goodman, 1976).

Quel que soit le modèle mathématique utilisé, on devra toujours s'efforcer, comme mentionné ci-après, d'étudier les conséquences des variations des valeurs numériques attribuées aux paramètres. Lorsqu'un modèle est trop complexe, cette étude paramétrique est difficile et n'est généralement pas effectuée. De tels modèles, quelle que soit leur perfection théorique, ont une faible valeur pour l'ingénieur.

Ainsi que l'indiquent Marachi *et al.* (1972), « aucun calcul de stabilité, aussi raffiné et théoriquement exact soit-il, ne peut servir valablement si la résistance au cisaillement du matériau est mal estimée ». Or, pour les masses rocheuses diaclisées, une évaluation réaliste de la résistance au cisaillement à grande échelle est très difficile, à la fois théoriquement et expérimentalement.

Le problème est différent suivant que l'on est en présence de masses rocheuses en surface ou de masses en profondeur. Pour les problèmes de stabilité de pentes, où les méthodes de calcul à l'état limite sont utilisées, la résistance au cisaillement est généralement définie à partir de la contrainte normale effective appliquée sur les plans de faible résistance, et on se sert de courbes enveloppes de Mohr. Par contre, l'analyse de stabilité des excavations souterraines ne peut être effectuée sans tenir compte de la réponse du massif rocheux à l'action des contraintes principales sur chaque bloc élémentaire. Partant de cette observation, Hoek a proposé une approche qui concilie les deux modes de résistance; il s'agit d'une loi de comportement des massifs rocheux faisant intervenir l'effet global des joints



More than half of the codes at present are 2 D, a serious limitation for practical applications, which generally cannot be fully analysed in a plane section. It is worth mentioning that 3 D codes can take advantage of the beauty of the stereographic projection (conservation of angles), both for collecting and representing the geological data and for the imaging of engineering stability conditions (Goodman, 1976).

Whatever the model used as a computational method, it should always be realized, as discussed in the following sections, that it is essential to test the consequences of a change in the quantitative values attributed to the parameters. When a model is too cumbersome, this parameter study is difficult and generally not carried out. Such models, whatever their theoretical perfection, are of little engineering value.

As stated by Marachi *et al.* (1972): “ no stability analysis, regardless of how intricate and theoretically exact it may be, can be useful for design if an incorrect estimation of the shearing strength of the material has been made ”. However, for jointed rock masses a realistic assessment of actual shear strength at large scale presents extreme difficulties both theoretically and experimentally.

The problem is different when one is dealing with surface or with underground rock masses. For slope stability problems, where limit state analysis methods are used, the shear strength is commonly stated in terms of effective normal stress on weak planes, and Mohr failure envelopes are used. On the other hand, the stability analysis of underground excavations cannot be carried out without taking account of the response of the rock mass to the principal stresses acting upon each individual block. Starting from this observation, Hoek has proposed an approach which reconciles both resistance processes by a constitutive law of rock masses incorporating the effects of closely-spaced joints (Hoek, 1983). It is interesting to note that the Hoek law defines a Mohr failure envelope which, in normalized

Fig. 29

Mohr envelope of a rock mass.
Enveloppe de Mohr d'un massif rocheux.

lorsqu'ils sont à espacement rapproché (Hoek, 1983). Il est intéressant de noter que la loi de Hoek définit une enveloppe de Mohr qui, en contraintes normalisées, est unique pour tous les massifs rocheux (Fig. 29). Les paramètres m et s dépendent du type pétrographique de la roche et de la densité des joints. Cette méthode empirique s'est révélée très utile pour l'étude de la résistance de massifs rocheux complexes.

Lorsque le problème de stabilité implique des accidents géologiques singuliers, la méthode proposée par Barton (Barton, 1987; Bandis *et al.*, 1985) pour évaluer la résistance au cisaillement des joints à partir de leur condition de surface et des caractéristiques du matériau de remplissage est très valable.

3.1.2. Coefficient de sécurité

L'étude traditionnelle de la sécurité des ouvrages de génie civil s'appuie sur une méthode *déterministe*. La mécanique des roches n'échappe pas à cet usage. En vue de tenir compte des nombreuses incertitudes et du nombre limité des données, ainsi que du caractère nécessairement approximatif des modèles, on introduit un coefficient de sécurité. La marge entre l'état réel et l'état limite minimal (qui serait acceptable en l'absence d'incertitudes) est « mesurée » par le « coefficient de sécurité », nombre scalaire censé couvrir globalement toutes les imperfections des données et du modèle.

La valeur numérique du coefficient de sécurité F a été déterminée empiriquement pour divers types de matériaux. Par exemple, on adopte couramment $F = 1,50$ dans la plupart des calculs de stabilité de matériaux géotechniques, sols ou roches. Cette valeur numérique a été introduite dans de nombreux codes de calcul en usage à travers le monde, l'argument étant que la sécurité d'un projet satisfaisant à cette norme sera assurée. Malheureusement, ce n'est pas le cas.

En effet, il faut tout d'abord indiquer que la valeur du coefficient de sécurité variera en fonction du modèle mathématique utilisé et de la *définition* du coefficient de sécurité qui lui est associée. Toute référence à la valeur d'un coefficient de sécurité doit donc préciser la méthode de calcul utilisée.

Plus grave encore est qu'un coefficient de sécurité donné représente en fait des probabilités de rupture très différentes, selon les incertitudes des données de base (dispersion, nombre d'essais, qualité des reconnaissances et des mesures, etc.). La sécurité véritable peut ainsi être très variable.

La Fig. 30 est un exemple simple mais frappant montrant que la probabilité de rupture peut varier dans un rapport de 100 000, avec le même coefficient de sécurité $F = 1,5$, si, par exemple, il y a 5 essais au lieu de 20 (avec la même dispersion), ou si le coefficient de dispersion varie de 0,10 à 0,30 pour 10 essais. Quelle conclusion l'ingénieur, et spécialement l'ingénieur géotechnicien, doit-il tirer lorsqu'il sera en présence d'un problème de paramètres? C'est qu'il est absolument injustifié de baser l'étude de stabilité sur une simple valeur qui ne traduit pas la réalité technique du milieu rocheux.

Fort heureusement, les ingénieurs prennent de plus en plus conscience des sérieux défauts du concept de coefficient de sécurité et reconnaissent qu'ils doivent

stresses, is unique for all rock masses (Fig. 29). The m and s parameters depend on the petrographic rock type and its degree of jointing. This empirical approach has proved most useful for assessing the strength of complex rock masses.

When stability involves singular geological features of large extension, the method proposed by Barton (Barton, 1987; Bandis *et al.*, 1985) for estimating the shear strength of joints from their wall surface condition and infilling material is most valuable.

3.1.2. Factor of Safety

The conventional assessment of safety in civil engineering works is obtained through a *deterministic* approach. Rock mechanics does follow this rule. In order to take account of the many uncertainties and of the scatter in the data, and also to cover the fact that models are necessarily approximate, a factor of safety is introduced. The margin between the real state and the minimum limiting state, which would be adequate in the absence of all uncertainties, is measured by the “factor of safety”, a scalar number supposed to lump together all imperfections in the data and the model.

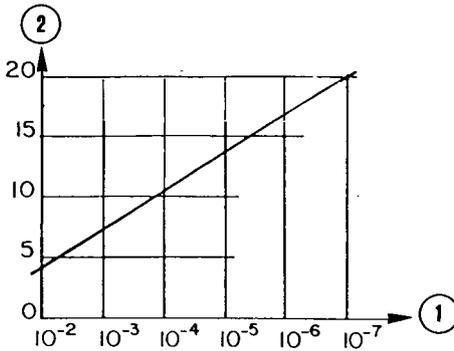
The numerical value of the factor of safety F has been determined empirically for different types of materials. It is common practice, for example, to use $F = 1.50$ in most of the stability analyses of geotechnical materials, soils or rocks. This numerical value has even been incorporated in many codes of practice, all over the world, and the argument is that a design which complies with such a standard must be safe. Unfortunately this is not the case.

Firstly, because the value of the factor of safety will be different, depending on the mathematical model used and the associated *definition* of the factor of safety. Any reference to the value of a factor of safety therefore must state the method used in computing it.

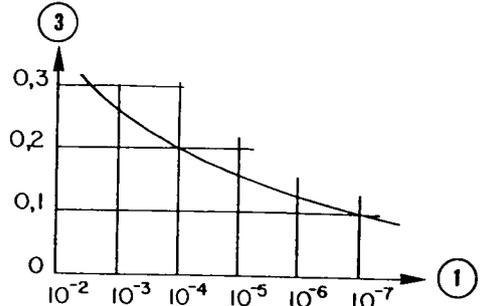
What is worse is that a given factor of safety represents a whole spectrum of widely differing failure probabilities, depending on the uncertainties in the input data (scatter, number of tests, quality of investigations and measurements, etc.). True safety may thus vary over a wide range.

Fig. 30 is a simple but striking example of how the failure probability may vary in a ratio of 100 000 with the same factor of safety $F = 1.5$ if, for example, there are 5 instead of 20 tests (with the same scatter), or a scatter range of 0.10 to 0.30 over 10 tests. What conclusion is the engineer to draw in general, especially the rock mechanics engineer for whom stability is governed by a large number of parameters? It is totally unjustifiable to base the stability assessment on a single figure bearing no relationship to rock engineering reality.

Fortunately, engineers are becoming increasingly aware of the serious shortcomings of the safety factor concept and are recognizing that in one way or



(A)



(B)

s'orienter vers les concepts de probabilité, seule approche permettant de prendre en considération les incertitudes du problème à résoudre.

3.1.3. Calculs probabilistes

Les imperfections, maintenant largement reconnues, de l'approche déterministe ont incité à entreprendre des recherches dans le domaine des méthodes probabilistes. Le but était de faire une estimation quantitative de la sécurité ayant une véritable signification, c'est-à-dire une estimation de la *probabilité de rupture*. Le concept était peu précis au début, mais prometteur car il prenait en considération les diverses incertitudes affectant les données de base. Un autre avantage était que, lorsqu'on raisonne en termes de probabilités, on peut faire une étude objective des conséquences économiques d'une rupture. Une probabilité plus grande de rupture est acceptable lorsque les dégâts potentiels sont moindres. Il devient aussi possible d'estimer le coût d'un projet en fonction des différents niveaux de sécurité.

Toutefois, une sérieuse difficulté se présente avant le début de tout calcul. Quelle probabilité de rupture peut-on accepter pour le cas particulier qui se présente? Il n'y a pas encore de réponse entièrement satisfaisante à cette question.

Il y a un domaine où les ingénieurs de barrages ont raisonné en termes de probabilités depuis de très nombreuses années : il s'agit des risques associés aux crues. Les données hydrologiques statistiques permettent d'estimer les débits de pointe et volumes des crues en fonction de leurs périodes de retour. La capacité de l'évacuateur de crue est déterminée pour permettre l'évacuation de la crue dont la probabilité est jugée acceptable compte tenu des dommages que provoquerait son dépassement. Actuellement, on considère, par exemple, qu'une crue de probabilité annuelle de l'ordre de 10^{-4} est acceptable pour un barrage en béton, alors qu'une probabilité de 10^{-5} ou moins est exigée pour un barrage en remblai.

Un exemple illustrant la signification des probabilités est fourni par les données statistiques relatives aux ruptures de barrages. Elles indiquent que 75 % des ruptures de barrages en béton résultent d'une rupture de la fondation rocheuse. La probabilité actuelle de rupture des barrages en béton étant de $1,4 \cdot 10^{-5}$ par barrage-

Fig. 30

Probability of failure.

Probabilité de rupture.

- | | |
|--|---|
| (A) Factor of safety $F = 1.5$, Scatter $V = 0.2$. | (A) <i>Coefficient de sécurité $F = 1,5$, Dispersion $V = 0,2$.</i> |
| (B) Factor of safety $F = 1.5$, 10 tests. | (B) <i>Coefficient de sécurité $F = 1,5$, 10 essais.</i> |
| (1) Probability of failure. | (1) <i>Probabilité de rupture.</i> |
| (2) Number of tests. | (2) <i>Nombre d'essais.</i> |
| (3) Scatter V . | (3) <i>Coefficient de dispersion V.</i> |

another they must move over towards probability concepts, the only approach capable of handling the inevitable uncertainty of the problem to solve.

3.1.3. Probabilistic Computations

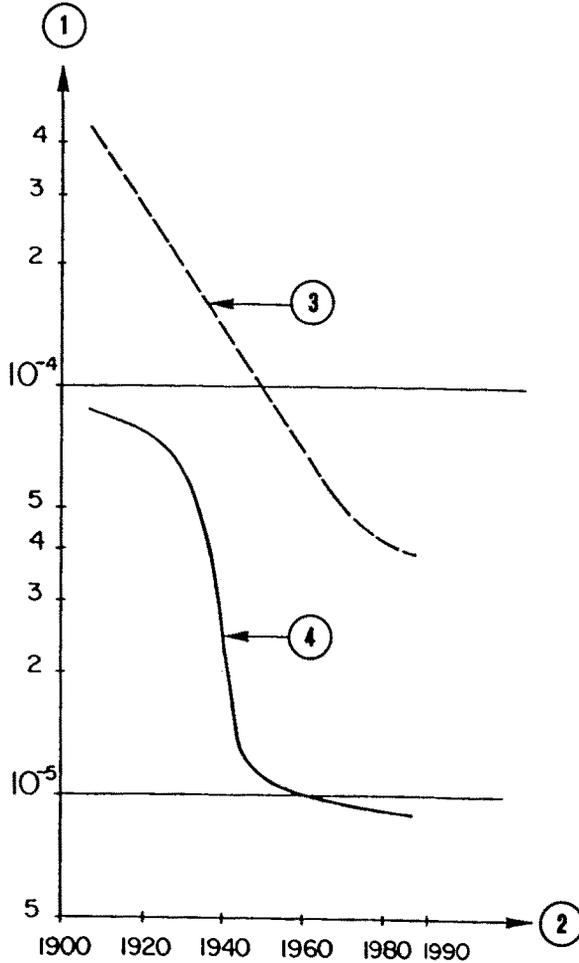
The now widely recognized inadequacies of the deterministic approach have prompted research into probabilistic methods. The aim was to make a quantitative estimate of safety in terms of its true meaning, which is the *probability of collapse*. The concept was originally vague, but promising since it necessarily encompassed all the various kinds of uncertainty affecting the input data. A further benefit was that, when one reasons in probabilities, one can make an objective assessment of the economic consequences of failure. A higher failure probability is acceptable when the damage potential is less. It also become possible to estimate project cost as a function of different levels of safety.

One serious difficulty does however arise before any computation commences. What failure probability is acceptable in any particular case? There is still no entirely satisfactory answer to this question.

There is one area in which dam engineers have been reasoning in probabilities for very many years, and that is flood-related risk. Statistically collated hydrological records enable river flood peak flows and volumes to be estimated on the basis of their recurrence intervals. Spillway capacity is set to discharge the flood whose probability of occurrence is judged to be reasonable in the light of the potential damage that might occur if the flood peak were exceeded. For example, in good engineering practice at present a flood with a yearly probability of the order of 10^{-4} is generally considered acceptable for a concrete dam, whereas 10^{-5} or less is required for an embankment dam.

An illustrative example of the significance of probabilities is given by the statistical data on dam failures. They have established that 75 % of concrete dam failures were due to a foundation rock failure. The present probability of concrete dam failure being $1.4 \cdot 10^{-5}$ per dam-year, the corresponding probability for a

an, la probabilité correspondante pour les ruptures de fondation est d'environ 10^{-5} par barrage-an (Silveira, 1990) (Fig. 31). Une analyse détaillée des données statistiques montre que la moitié de ces ruptures survient au cours de *la première mise en eau de la retenue*, c'est-à-dire lors de la première mise en charge de la fondation rocheuse, et seulement un tiers postérieurement. Les éléments statistiques pour les barrages en remblai sont tout à fait différents. Tout d'abord, leur probabilité de rupture, toutes causes considérées (déversement sur l'ouvrage, renard, glissement, etc.) est de 5.10^{-5} par barrage-an et les deux tiers ont lieu après le premier remplissage.



Cette comparaison indique que les problèmes de mécanique des roches associés aux fondations des barrages en béton sont mieux maîtrisés que les problèmes hydrologiques et de mécanique des sols intervenant dans l'exploitation des barrages en terre. La probabilité de rupture, établie statistiquement, est 10 fois moindre dans

foundation failure is 10^{-5} per dam-year (Silveira, 1990) (Fig. 31). A detailed analysis of the statistical data indicates that half of these failures occurred during the *first filling of the reservoir*, i.e. the first loading of the rock foundation, and only one third later on. The statistical results for embankment dams are quite different. First of all their failure probability, all causes considered (overtopping, piping, sliding, etc.), is 5.10^{-5} per dam-year and two thirds of the failures occurred after the first filling.

Fig. 31

Probability of dam failure.

Probabilité de rupture des barrages.

- | | |
|--|--|
| (1) Probability of failure per dam-year. | (1) <i>Probabilité de rupture par barrage-an.</i> |
| (2) Year of dam completion | (2) <i>Année d'achèvement du barrage.</i> |
| (3) All dams and all causes. | (3) <i>Totalité des barrages et toutes causes.</i> |
| (4) Concrete dams - Foundation rock failure. | (4) <i>Barrages en béton - Rupture de la fondation rocheuse.</i> |

This comparison indicates that the rock mechanics problems associated with concrete dam foundations are better controlled than soil mechanics and hydrologic problems involved in earth dam operation. The failure probability as yielded by statistics is 10 times less in the former than in the latter. Coming back to rock

le premier cas que dans le dernier. Revenant à la mécanique des roches et admettant le fait statistique que la probabilité de rupture de la fondation d'un barrage est de 10^{-5} par an, quelle valeur de probabilité de rupture peut-on avancer pour un barrage projeté aujourd'hui? Si nous voulions améliorer la sécurité des nouveaux barrages, nous indiquerions une valeur inférieure à 10^{-5} , soit 10^{-6} par exemple. Mais une valeur aussi petite ne peut résulter que des valeurs extrêmes des courbes de distribution des données, dans une zone où elles sont très mal définies et où les analyses classiques de probabilités perdent leur signification pratique.

Quelles que soient les difficultés liées à la détermination d'une probabilité de rupture acceptable, l'approche probabiliste permet de mieux traduire les conditions réelles qu'un coefficient de sécurité. Si, par exemple, on veut réduire d'un coefficient de dix le nombre de ruptures d'appuis de barrages, on ne saura pas quelle est l'augmentation à appliquer aux coefficients de sécurité classiques, alors qu'une analyse stochastique en fournit les moyens.

Une autre difficulté importante est l'estimation de l'incertitude affectant les données numériques. Ce problème est traité en appliquant des lois de distribution aux variables aléatoires; mais il faut reconnaître qu'il est très difficile de déterminer les lois convenant le mieux, en particulier aux extrémités des courbes, c'est-à-dire pour les valeurs de charge ou de résistance de faible probabilité. Il faut se rappeler qu'une rupture résulte en général d'une combinaison de fortes charges et de faibles résistances, situation exceptionnelle qu'il est très difficile de prévoir.

3.1.4. Étude paramétrique

Au terme de ce bref rappel critique des deux notions, « coefficient de sécurité » et « probabilité de rupture », il est évident que ni l'une ni l'autre ne conviennent pour l'étude de stabilité du massif rocheux; la première parce qu'elle ne traduit nullement l'effet des incertitudes affectant les données, la seconde parce que, trop spéculative, elle ne peut pratiquement pas résoudre les problèmes du constructeur. Il y a cependant une troisième solution : *l'analyse paramétrique* des conditions d'équilibre limite (« tout juste stable »), permettant la détermination des paramètres « lourds » et la prise en compte correcte de l'influence de leurs incertitudes sur la stabilité. Dans cette démarche, le concept de coefficient de sécurité n'est appliqué que pour des effets *partiels* et les raisonnements probabilistes sont seulement utilisés *qualitativement*.

Pour faciliter l'application des calculs probabilistes, il convient de considérer, au lieu du coefficient de sécurité F qui est un rapport, la marge de sécurité M définie comme la différence entre la résistance R et les charges L (Hoeg et Murarka, 1974). La rupture se produit si $M = R - L$ est négatif. La probabilité de rupture P_r ne dépend que du coefficient de variation V_M de la distribution de M . L'inverse du coefficient de variation est appelé coefficient de confiance et est souvent utilisé sous ce nom. La distribution de M peut être calculée à partir des distributions des paramètres p_i (aussi nombreux soient-ils) intervenant dans R et L . Si ces paramètres sont indépendants et si les plages d'incertitudes ne sont pas trop

mechanics, accepting the statistical fact that the probability of a dam foundation failure is at present of the order of 10^{-5} per year, what should be the failure probability of a new dam under design today? If we want to improve the safety of new dams we should set less than 10^{-5} , say 10^{-6} . But such a small quantity could only result from extreme values of the data distribution curves, in a region where they are very ill-defined and where the classical probability analyses lose their engineering meanings.

Whatever the difficulties of deciding on the appropriate failure probability, there can be no doubt that the probability approach offers a more accurate grasp of actual condition than any factor of safety. If, for example, we wanted to reduce the number of dam abutment failures by a factor of ten, we would have no way of knowing how much the conventional safety factors would have to be increased, whereas stochastic analysis should enable us to find a suitable tool.

Another major difficulty is estimating uncertainty in numerical terms. Uncertainty in the data is handled by applying distribution laws to random variable parameters, but the most appropriate distributions are usually very difficult to determine, especially at the extremities of the curves, i.e. for low-probability load or strength values. It must be remembered that failure is usually the outcome of a combination of high loads and low strengths, an extraordinary situation which we have the greatest difficulty in predicting.

3.1.4. Parametric Study

From this brief critical review of the two “factor of safety” and “failure probability” concepts, we must conclude that neither is ideal for rock stability analysis; the first, because it entirely fails to reflect uncertainty in the input data, the second because it is too speculative to offer any practical solution to the engineer’s problem. There is however a third alternative: *parametric analysis* for the limit state (“just-stable”) condition which can identify the critical parameters so that proper weight can be given to the importance of the uncertainty factor on stability. In this approach, the factor of safety applies to *partial* effects and probabilistic reasoning is used only *qualitatively*.

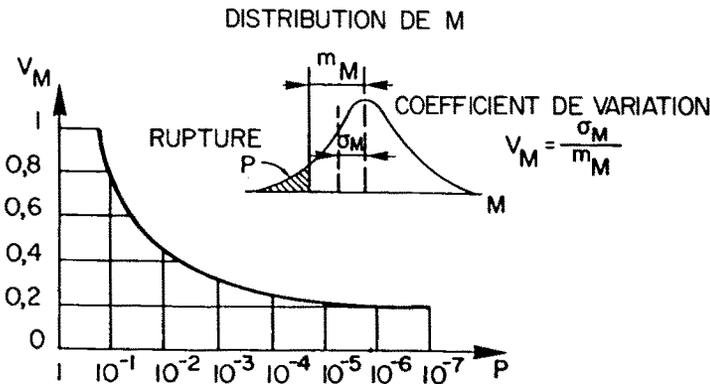
It is convenient when reasoning in the probability analysis context to discard the factor of safety concept F , which is a ratio, in favour of the margin of safety M , defined as the difference between resistance R and loads L (Hoeg and Murarka, 1974). By definition, failure occurs when $M = R - L$ is negative. The failure probability P_f is uniquely dependent on the coefficient of variation V_M of the M distribution. The reciprocal of the coefficient of variation, called the reliability factor, is in fact often used. The distribution of M can be calculated from the distributions of the parameters p_i (however many they might be) affecting R and L . If these parameters are independent and the range of uncertainty is not too large,

grandes, on peut écrire la valeur de l'écart-type sous la forme :

$$\sigma_M = \left[\left(\frac{\partial M}{\partial p_1} \right)^2 \sigma_{p_1}^2 + \left(\frac{\partial M}{\partial p_2} \right)^2 \sigma_{p_2}^2 + \dots + \left(\frac{\partial M}{\partial p_n} \right)^2 \sigma_{p_n}^2 \right]^{1/2} \quad (1)$$

p_1, p_2, \dots, p_n étant les n paramètres de l'équilibre.

On peut par ailleurs calculer la moyenne m_M de la marge de sécurité M à partir des valeurs moyennes des paramètres p_i . La connaissance de σ_M et de m_M fournit le coefficient de variation σ_M/m_M qui, à son tour, suffit pour chiffrer la probabilité de rupture P_r . Le graphique de la Fig. 32 montre la relation entre P et V_M pour une distribution normale de M . On peut tracer des courbes identiques pour d'autres distributions, mais la distribution normale s'applique correctement au cas général comportant des paramètres multiples sans dispersion excessive. On peut constater que le sommet de la courbe du coefficient de variation identifie clairement les fortes probabilités de rupture, alors que la détermination est moins nette dans la partie inférieure de la courbe. On peut conclure qu'il sera impossible d'évaluer correctement les très faibles probabilités. Cela correspond à l'intuition, déjà mentionnée, que les très faibles probabilités n'ont pas de signification pratique.



L'équation (1), à partir de laquelle, si on le désirait, se calculerait la probabilité de rupture, est riche d'enseignements par sa forme même. On y voit que σ_M dépend principalement des paramètres qui donnent les grandes valeurs de $\partial M/\partial p$ et de σ_p . En d'autres termes, les paramètres les plus susceptibles d'influencer la sécurité sont les plus « lourds » ($\partial M/\partial p$ grand) et les plus dispersés (σ_p grand). On retrouve là une règle de conduite que tout bon projeteur doit s'imposer : détecter, par une analyse même sommaire, les *paramètres qui pèsent le plus sur l'équilibre*, et *traiter tout spécialement ceux qui sont mal connus*, soit que leur mesure manque de précision, soit qu'elle présente une grande dispersion, soit qu'on ne puisse la faire d'avance.

Un long chemin a été parcouru depuis le concept traditionnel de coefficient de sécurité. Sous sa forme $F = R/L$, une valeur spécifique (déterminée, par exemple, à partir des paramètres p_i) étant attribuée à chacune des fonctions R et L , le coefficient de sécurité ne représentera pas le milieu mécanique réel avec ses incertitudes.

the standard deviation of M can be written

$$\sigma_M = \left[\left(\frac{\partial M}{\partial p_1} \right)^2 \sigma_{p_1}^2 + \left(\frac{\partial M}{\partial p_2} \right)^2 \sigma_{p_2}^2 + \dots + \left(\frac{\partial M}{\partial p_n} \right)^2 \sigma_{p_n}^2 \right]^{1/2} \quad (1)$$

in which p_1, p_2, \dots, p_n are the parameters affecting stability.

The mean m_M of the margin of safety can be calculated from the means of parameters p_i . From σ_M and m_M , we can find the coefficient of variation σ_M/m_M which in turn is sufficient to quantify the failure probability P_f . Fig. 32 shows the $P(V_M)$ relationship graphically for a normal distribution of M. Similar curves can be drawn for other distributions, but the normal distribution applies correctly to the general case involving multiple parameters without excessive scatter. It can be seen that the top of the coefficient of variation curve clearly identifies the high failure probabilities, but the situation at the bottom is much more obscure. We conclude that it will be impossible to make any proper assessment of the very low probabilities. This is in agreement with what we know intuitively, as already discussed, that very low probabilities have little real meaning.

Fig. 32

Probability of failure P vs coefficient of variation V_M .
Probabilité de rupture P en fonction du coefficient de variation V_M .

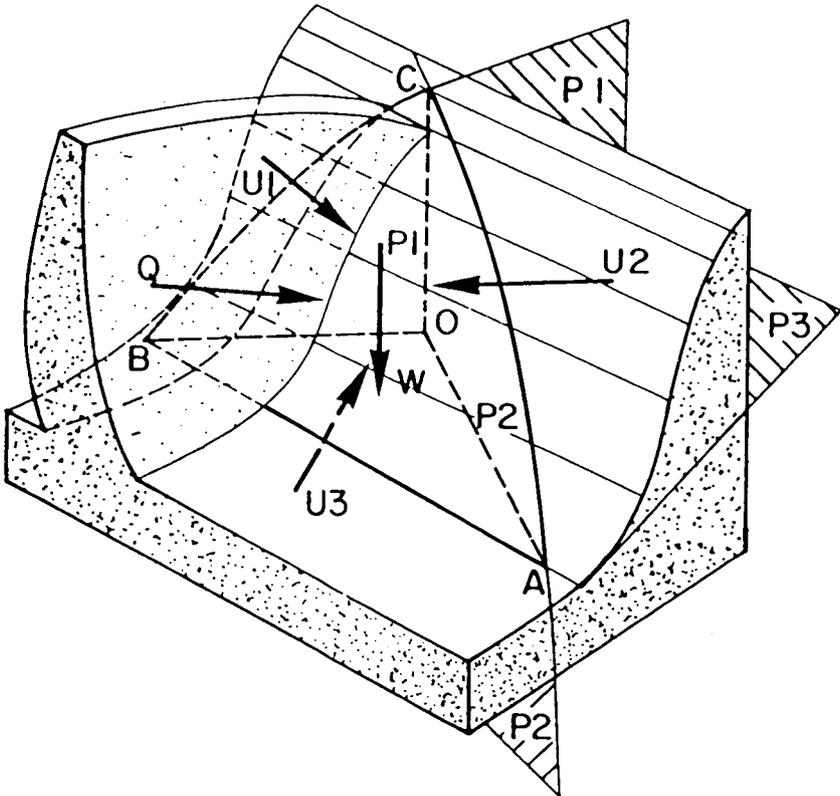
Equation 1, from which we could calculate the failure probability if we wished, is highly revealing simply in its form. It shows that σ_M is governed chiefly by those parameters which make the $\partial M/\partial p$ and σ_p values high. In other words, the parameters most likely to influence safety are those with the most weight (high $\partial M/\partial p$) and the most scatter (high σ_p). This underscores the rule that every good designer should set himself : to detect, even by summary analysis, those *parameters having the greatest impact on stability and concentrate his effort on those which cannot be reliably quantified* because they cannot be accurately measured, or because there is too much scatter in the measurements, or because they cannot be measured at all in advance.

We have come a good way from the conventional safety factor. It would be written $F = R/L$, each of the R and L functions being assigned a specific value (say, from the means of parameters p_i), which would not reflect the real mechanical world with its uncertainties. Yet the safety factor concept has not entirely

Cependant, le concept de coefficient de sécurité n'a pas entièrement disparu. Il subsiste *partiellement* dans les dérivées partielles $\partial M/\partial p_i$, chacune traduisant la variation de la marge de sécurité en fonction de la variation du paramètre p_i seul. Si l'on ne cherche pas à déterminer numériquement la probabilité, ce que permettraient théoriquement l'équation (1) et la Fig. 32, et si l'on utilise seulement ce calcul pour raisonner juste, on tirera simplement parti de la forme de l'équation (1). Le projet est grandement amélioré, du fait que tous les paramètres lourds sont identifiés et maîtrisés, et parmi eux tout spécialement les paramètres dispersés et mal connus.

L'identification des paramètres lourds peut se faire de bien des manières et pas nécessairement avec la précision du calcul des $\partial M/\partial p$. Pratiquement, on se sert de la variation du coefficient de sécurité traditionnel en fonction de la variation du paramètre p_i seul. La méthode la plus sûre consiste à étudier ces variations par l'allure des graphes tracés pour les conditions de l'équilibre limite, comme on va l'examiner maintenant.

L'analyse paramétrique de la stabilité des massifs rocheux constituant des appuis de barrage représente une excellente illustration de la méthode. Mise au point à l'origine pour l'étude des appuis des barrages-voûtes, se caractérisant par des données complexes, cette méthode a été largement utilisée (Fig. 33).



disappeared. It remains in *a partial form* in the partial derivatives $\partial M/\partial p_i$, each expressing the variation of margin of safety with variations in a single parameter p_i . If we relinquish the idea of trying to find a numerical probability, as would be theoretically possible from Eq. 1 and Fig. 32, and only use this calculation to help us reason soundly, we look only at the form of Eq. 1. The design is greatly improved, as all the critical parameters are identified and controlled, especially those with scattered or ill-defined values.

The critical parameters can be identified in various ways, not necessarily with the accuracy from complete calculation of the partial derivative $\partial M/\partial p$. In practical problems, we use the variation of the conventional factor of safety versus variation of parameter p_i alone. The most reliable method is to examine these variations from the shape of the graphs plotted for limit state conditions, as will now be discussed.

Parametric analysis of the stability of rock masses acting as dam abutments is an excellent illustration of the method. It has been widely used, having been developed originally for the design of arch dam abutments, where problems characteristically feature highly complex data (Fig. 33).

Fig. 33

Stability of tetrahedral rock volume (Londe, 1973).

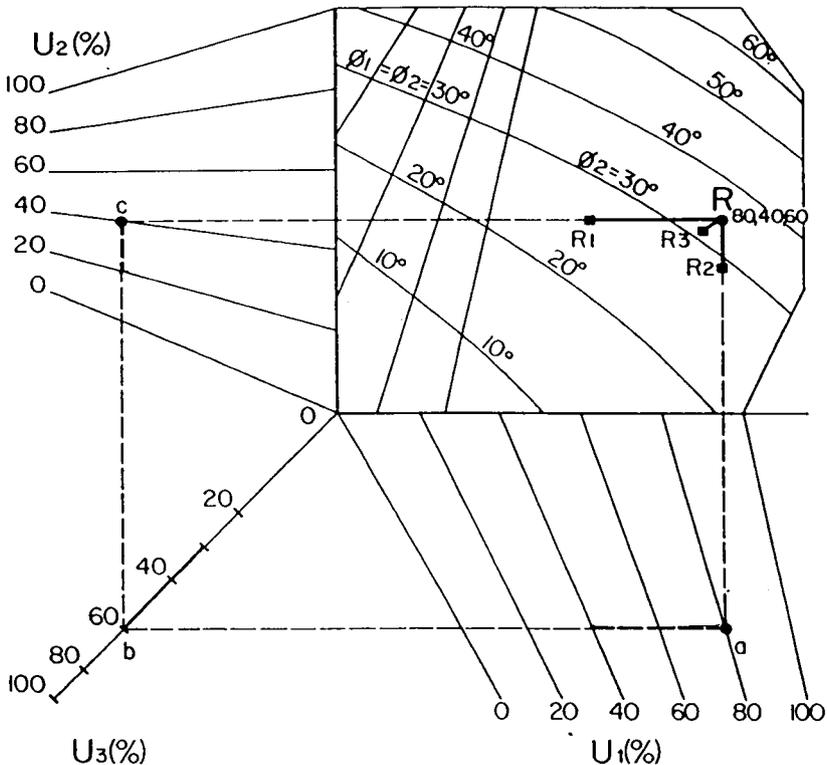
Stabilité d'un volume rocheux tétraédrique (Londe, 1973).

- | | |
|--|---|
| (OABC) Tetrahedron. | (OABC) <i>Tétraèdre.</i> |
| (P_1, P_2, P_3) Geological surfaces of separation. | (P_1, P_2, P_3) <i>Surfaces de discontinuité géologiques.</i> |
| (U_1, U_2, U_3) Water pressure forces. | (U_1, U_2, U_3) <i>Forces dues à la pression de l'eau.</i> |
| (W) Weight. | (W) <i>Poids.</i> |
| (Q) Dam thrust. | (Q) <i>Poussée du barrage.</i> |

Il n'est pas nécessaire d'entrer dans les détails des calculs qui ont été décrits par ailleurs (P. Londe *et al.*, 1969, 1970). Examinons uniquement comment les graphes de la Fig. 34 permettent d'analyser correctement la sécurité.

Soit un massif rocheux exposé à des risques de rupture par glissement sur trois surfaces de discontinuités P_1 , P_2 et P_3 . Seuls les paramètres aléatoires sont représentés graphiquement : les trois angles de frottement Φ_1 , Φ_2 et Φ_3 et les trois sous-pressions U_1 , U_2 et U_3 . Les paramètres bien définis, tels que le poids mort et la poussée du barrage, ne sont pas explicitement représentés. L'équilibre limite est défini par le quatrième sommet R du rectangle construit sur les trois paramètres de sous-pression.

L'examen de la Fig. 34 révèle que les paramètres critiques sont U_1 et Φ_2 , ainsi que cela peut être constaté en changeant la valeur de chacun des six paramètres séparément (à noter que Φ_3 ne peut influencer la stabilité). Cela est déjà un élément d'informations précieux pour le projeteur. Il faut mesurer avec soin l'angle de frottement Φ_2 . Les mesures de Φ_1 et de Φ_3 ne sont pas nécessaires. L'optimisation du drainage des trois plans géologiques peut être définie à partir du graphique. Tout cela n'aurait pu être déterminé en calculant le coefficient de sécurité global. On doit, bien entendu, attribuer des coefficients de sécurité partiels aux paramètres critiques, appelés paramètres « lourds », les autres paramètres n'étant pas importants pour la sécurité et ne nécessitant aucune mesure.



We need not go into the details of the calculations, which have been amply described elsewhere (P. Londe *et al.*, 1969, 1970). Let us simply see how the results from the graphs in Fig. 34 enable us to correctly analyse safety.

We have a rock mass whose expected failure mechanisms are potential sliding on three geological discontinuities P_1 , P_2 and P_3 . Only the uncertain parameters are plotted: the three friction angles Φ_1 , Φ_2 and Φ_3 , and the three uplift pressures U_1 , U_2 and U_3 . Well-defined parameters like dead weight and dam thrust are not explicitly shown. Limit stability is determined by the fourth vertex R of the rectangle constructed on the three uplift parameters.

A glance at Fig. 34 reveals that the critical parameters are U_1 and Φ_2 , as can be seen if we change the values of each of the six parameters separately (note that Φ_3 cannot affect stability). This is already a precious piece of information for the designer. He must carefully measure friction Φ_2 . No measurements are required for Φ_1 and Φ_3 . The optimization of the drainage of the three geological planes can be worked out from the graph. None of this would have been discovered by calculating the overall factor of safety. Partial factors of safety must of course be assigned to the critical parameters, which are called the "heavy" parameters, the others being unimportant for safety, without any need for any measurements.

Fig. 34

Parametric analysis of rock mass stability.

Analyse paramétrique de la stabilité d'un massif rocheux.

Il est évident que ce type de calcul peut être généralisé à tout problème où entrent de multiples paramètres. Il conduit, non pas à une valeur numérique de la sécurité (tel un coefficient de sécurité ou une probabilité de rupture), mais, et c'est beaucoup plus important pour l'ingénieur, à une évaluation correcte des facteurs significatifs de l'équilibre. Il s'agit là d'un outil indispensable pour résoudre des problèmes complexes, bien que les méthodes traditionnelles conviennent pour les problèmes simples ou itératifs. Mais les problèmes simples ne nécessitent guère de calculs.

Contrairement à l'opinion générale, la complexité d'un problème peut parfois faciliter l'application des lois de probabilités. Si l'équilibre dépend d'un paramètre unique, c'est l'extrémité de sa courbe de distribution qui doit être évaluée, la ruine ne pouvant résulter que d'une valeur exceptionnelle de ce paramètre. Cela rend difficile la définition d'une fonction de probabilités correcte, spécialement si les valeurs intervenant sont aussi petites que 10^{-5} ou 10^{-6} . Dans ces conditions, le calcul des probabilités, qui prétend réduire et interpréter correctement les effets des incertitudes, en introduit d'autres pouvant être tout aussi importants.

Cependant, il faut reconnaître que l'équilibre dépend le plus souvent de plusieurs paramètres « lourds »; dans ce cas, l'équilibre limite résulte des effets combinés des charges et des résistances qui, prises isolément, ne sont pas exceptionnelles. C'est leur concomitance qui est exceptionnelle. On peut ainsi se contenter de lois de distribution des paramètres, qui sont correctes dans la région des valeurs moyennes, sans avoir à déterminer de façon très précise les extrémités des courbes. Sur le graphique relatif à un appui de barrage, on peut facilement ajouter les distributions triangulaires ou trapézoïdales de la Fig. 35, en partant d'une simple estimation de valeurs réalistes des angles de frottement et des sous-pressions. On retrouve ici une notion voisine de celle des « nombres flous ». C'est là que l'expérience de l'ingénieur intervient et est souvent plus utile qu'une centaine d'essais de résistance au cisaillement ou une centaine de pages de calcul d'un réseau d'écoulement. Avec cette simplification, le graphe peut être facilement établi pour déterminer les lignes d'égale probabilité d'équilibre limite.

En réalité, les nombres flous, avec leur représentation triangulaire ou trapézoïdale, sont tout autre chose que la simplification de courbes de densité de probabilité. En effet, un nombre flou exprime à la fois la valeur exacte d'un paramètre et son degré d'incertitude. On peut, avec ces nombres, se livrer à des calculs « arithmétiques » beaucoup plus aisés que le maniement des probabilités. Il est probable qu'ils trouveront des applications fécondes en mécanique des roches.

L'intérêt majeur de l'analyse paramétrique est qu'elle conduit naturellement à attribuer *des coefficients de sécurité partiels* aux paramètres qui pèsent le plus dans la stabilité du fait de leurs incertitudes. Quant aux paramètres bien déterminés, ils ne justifient pas des coefficients de sécurité partiels différents de l'unité.

Dans cette analyse des incertitudes, il y a encore un domaine qui résiste à une évaluation quantitative objective; il s'agit de l'influence des approximations inhérentes au modèle mathématique et, en définitive, de l'erreur humaine. C'est la raison pour laquelle le *coefficient de sécurité global est encore utilisé*, mais avec des valeurs numériques très inférieures à celle pratiquée lorsqu'il était considéré comme une garantie vis-à-vis de toutes les incertitudes du problème (Gaziev *et al.*, 1983).

This type of calculation can clearly be extended to any multiple parameter problem. It does not yield a numerical safety value (like a factor of safety or a probability of failure) but something which is much more important to the engineer, a correct assessment of the significant factors affecting stability. It is an indispensable tool in complex problems, although conventional methods are adequate for simple or repetitive problems. But simple problems hardly need computation.

Contrary to what is generally believed, the complexity of a problem can sometimes make it easier to apply probability laws. If stability is governed by a single parameter, it is the extremity of its distribution curve that must be evaluated since collapse can only be caused by an extraordinary value of this parameter. This makes it difficult to determine the proper probability function, especially if the relevant values are as small as 10^{-5} or 10^{-6} . Under such circumstances, probability analysis, which boasts of reducing and properly interpreting the effects of uncertainty, introduces others which may be just as serious.

It is more common, however, for several critical parameters to govern stability, and here, limit state stability is the outcome of the interplay of loads and resistances which, taken in isolation, are not exceptional. It is their concomitance which is exceptional. We can thus content ourselves with parameter distribution laws which are correct in the mean value region, without having to determine the extremities of the curves with great accuracy. In the graph for the dam abutment, we can easily add the triangular or trapezoidal distributions of Fig. 35 from a simple assessment of realistic friction and uplift values. This recalls the "vague number" concept. This is where the engineer's experience comes into play, which is often more useful than a hundred shear strength tests or a hundred pages of flow net calculations. With this simplification, the graph can readily be made to show the limit stability probability contours.

In fact, vague numbers with their triangular or trapezoidal representations are much more than a means of simplifying probability density curves. A vague number incorporates both a precise parameter value and the degree of uncertainty associated with it. These numbers are suitable for "arithmetical" manipulation, which is much easier than handling probabilities. They will probably find fruitful applications in rock mechanics.

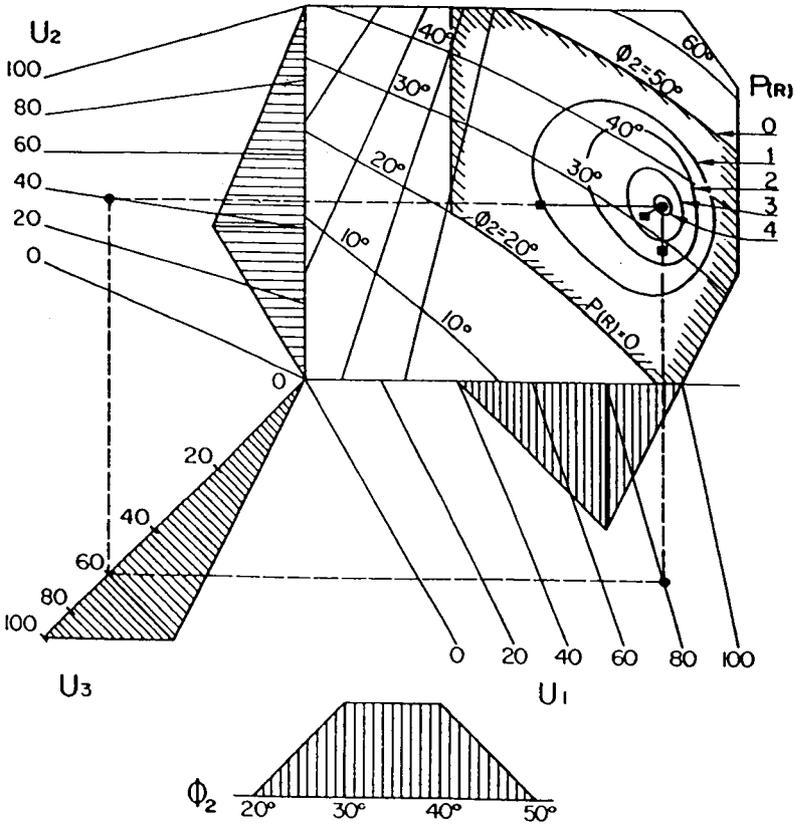
The most important advantage of parametric analysis is that it naturally leads to assigning *partial safety factors* to those parameters with most weight in stability because of the uncertainty they embody. Parameters known with precision do not need partial safety factors different from unity.

There is still one area in this analysis of the uncertainties which resists objective quantitative assessment, and that is the impact of the approximations inherent in the mechanical model and, ultimately, human error. This is why the *overall factor of safety concept is still in use*, although with numerical values much lower than the value used when it was supposed to represent a guarantee against all the uncertainties in the problem (Gaziev *et al.*, 1983).

$$P(\Phi_2) = p(\Phi_2)\Delta(\Phi_2)$$

$$P(U) = \sum_n p_n(U_1)\Delta(U_1) \times p_n(U_2)\Delta(U_2) \times p_n(U_3)\Delta(U_3)$$

$$P(R) = P(\Phi_2).P(U)$$



3.2. DÉFORMABILITÉ DES FONDATIONS ROCHEUSES

3.2.0. Introduction

Il est indispensable de faire une distinction entre les déformations internes du massif rocheux et ses déplacements de surface. La première catégorie est nécessaire à la compréhension du comportement propre de la fondation, alors que la seconde est suffisante pour le calcul des réactions à la base du barrage. Les déplacements de la surface ont été les seuls éléments de déformabilité considérés par les ingénieurs pendant très longtemps. A ce point de vue, la fondation se comporte comme le *milieu continu équivalent* (fictif) qui aurait les mêmes déplacements de surface que le massif discontinu réel.

Par contre, les déformations internes ne peuvent pas être déterminées sans considérer le *milieu discontinu réel*, ou au moins un modèle représentatif de ce

Fig. 35

Parametric analysis of rock mass stability -
Triangular or trapezoidal distributions of parameters.
*Analyse paramétrique de la stabilité d'un massif rocheux -
Distributions triangulaires ou trapézoïdales des paramètres.*

3.2. DEFORMATION OF ROCK FOUNDATIONS

3.2.0. Introduction

It is essential to make a distinction between internal deformation within the rock mass and surface movements. It is the first category that allows the engineer to understand the intrinsic behaviour patterns of the foundation, whereas the second is adequate for analysing the reactions just under the base of the dam. For a very long time, only surface deformation was considered, in other words, the foundation was conceived as an imaginary *equivalent continuum* whose surface movements would be the same as those of the actual foundation.

The internal deformations can only be found by taking into consideration the *actual discontinuous medium* or at least a model of it. We are now well aware that

milieu. Il est bien connu maintenant que ces déformations sont d'autant plus différentes de celles d'un milieu continu que les contraintes de confinement sont plus basses. A cet égard, le modèle discontinu est plus important à respecter pour les ouvrages de surface, dont font partie les fouilles des barrages, que pour les ouvrages souterrains.

La théorie de l'élasticité est satisfaisante pour l'étude du milieu continu équivalent, au moins en première approximation et sous réserve que la première mise en charge, en grande partie irréversible à cause de la fermeture des fissures, soit analysée séparément. Mais, pour l'étude des déformations réelles de la roche en profondeur, des modèles mathématiques sont nécessaires.

3.2.1. Détermination des paramètres élastiques

Le milieu continu équivalent peut être défini par un module d'Young et par un coefficient de Poisson. Mais, les comportements fondamentaux étant différents, cette assimilation ne peut être qu'une approximation. Par exemple, le module peut varier brusquement en fonction de la direction de l'application de la charge, à cause de la structure géologique discontinue. Pratiquement, cependant, il est acceptable pour la plupart des fondations rocheuses de supposer le comportement élastique, la seule restriction étant d'ajuster le module à la nature et à l'intensité de la contrainte. La comparaison entre les résultats du calcul et les déplacements mesurés sur des fondations réelles a montré sur de nombreux barrages que cette approximation était acceptable.

Mais comment déterminer à l'avance, pour établir le projet, les paramètres élastiques équivalents? On a vu au chapitre 2 que l'effet d'échelle pouvait affecter les résultats des essais au vérin. De toute façon, de nombreux modules différents peuvent être déduits des courbes *non linéaires* que l'on obtient d'habitude. Au surplus, la durée du chargement lors de l'essai a une certaine influence sur les résultats. Ces propriétés ont d'ailleurs été proposées comme indices d'identification de la masse rocheuse (Fig. 9). Il est beaucoup plus douteux qu'elles puissent être utilisées comme *paramètres numériques* dans le calcul de la déformabilité de la fondation d'un grand barrage.

Il n'est pourtant pas exclu qu'en faisant sur le site un assez grand nombre d'essais au vérin et en se servant à la fois de la valeur moyenne des résultats et de leur dispersion, on puisse en déduire, avec une approximation acceptable, la déformabilité à grande échelle. En effet, il semble que dans un massif rocheux les petits échantillons soient en quelque sorte des modèles réduits des masses plus grandes, qui sont elles-mêmes des modèles réduits de masses encore plus grandes, cette série étant à rapprocher de ce qui a été appelé au paragraphe 2.2.1. la « courbe granulométrique » du massif rocheux; cette série croissante est, bien sûr, limitée lorsque sont incluses les fractures principales. Si cette notion est valable, elle expliquerait que l'effet d'échelle ne finit pas à des valeurs extrêmement basses pour de très grands volumes et que, peut-être, l'effet d'échelle est faible sur le paramètre de déformabilité.

Lors de l'étude de la solution « voûte » du barrage d'Auburn, les ingénieurs du US Bureau of Reclamation ont mis au point une méthode permettant de réduire le

such deformations differ considerably from those of a continuum when the confining stresses are small. The discontinuous model is more relevant to surface works, such as the foundation for a dam, than for underground works.

The theory of elasticity is adequate for analysing the equivalent continuum, at least as a first approximation, provided that the case of the first loading is considered separately, because of the irreversible effects of closure of the cracks and fissures. But any serious study of the actual deformations of the rock at depth calls for the use of mathematical models.

3.2.1. Determination of Elastic Parameters

The characteristic parameters defining the *equivalent continuum* are the Young's modulus and Poisson's ratio but, as the basic behaviour patterns of the continuum and the actual rock foundation are different, these two parameters can only give approximate solutions. For example, the modulus of the actual rock may change completely depending on the direction in which the applied load is acting because of its discontinuous geological structure. But, in practice, it is usually accurate enough in most cases to assume that the rock behaves as an elastic system provided the modulus of elasticity is made to suit the type and magnitude of the stresses involved. Calculated and measured foundation displacements have been compared on many dam projects and have generally shown that this approximation is satisfactory in practical terms.

The question then arises as to how the equivalent elastic parameters are to be determined at the design stage. It has been mentioned in chapter 2 that scale effect can influence the results yielded by jacking tests. In addition, *many different moduli* can be calculated from the *non-linear* curves usually obtained. Furthermore, the duration of the load application also affects the results to some extent. It has been suggested that these peculiarities could be used as identification indices for the rock (Fig. 9), but it is less likely that they can be introduced into the analysis of deformations as numerical parameters.

There does seem to be a possibility, however, of making a large number of jacking tests at the site to derive the large scale deformation, with an acceptable degree of accuracy, from the mean value and the scatter in the results. This is based on the idea that small samples of rock within the mass act more or less like scale models of larger masses of rock, which in turn act as models of even larger masses, this sequence being very similar to what was called the grading curve advocated in section 2.2.1; indeed, this increasing sequence is bounded when the major cracks are included. If this concept is valid, it explains why scale effect does not end at very low values with very large volumes and perhaps that the scale effect is only slight for deformation.

The US Bureau of Reclamation developed a method of keeping down the number of *in situ* jacking tests required for the Auburn arch dam project, which

nombre d'essais au vérin. Le principe de cette méthode est de déduire la déformabilité en grand de ses deux composantes : le module mesuré sur petits échantillons et les surfaces de discontinuité géologiques (espacement, épaisseur, remplissage). Cette méthode « analytique » doit évidemment être étalonnée, pour un site donné, sur des résultats d'essais *in situ* (Von Thun et Tarbox, 1971).

Il y a des cas où les essais au vérin ont donné des *valeurs inférieures* à celles du module déduites du comportement global du barrage en service. Ainsi, au barrage de Vouglans, les essais à la plaque (diamètre 28 cm) ont donné un module de 16 000 MPa, alors que le comportement du barrage en service conduit à admettre un module de 30 000 MPa (Comité Français des Grands Barrages, Groupe de travail, 1967). Plusieurs explications de cet effet d'échelle « à l'envers » sont possibles : les fissures superficielles dans la zone intéressée par les essais, le niveau de contrainte supérieur sous la plaque et principalement, peut-être, le fait que les solutions de Boussinesq et de Vogt utilisées pour déduire les modules à partir de lectures brutes s'appliquent mal au milieu discontinu. La notion de milieu continu « équivalent » est, par conséquent, peut-être responsable de ces divergences. Noter qu'au même barrage de Vouglans les essais au vérin *en forage* ont donné 24 000 MPa, une valeur beaucoup plus proche de celle déduite du comportement global. Est-ce simplement parce que le forage endommage moins la roche que l'explosif?

Une remarque finale à propos du coefficient de Poisson : il est toujours supposé et jamais mesuré. Il faut dire aussi que la notion de coefficient de Poisson est probablement très loin de pouvoir s'appliquer aux roches où, par exemple, des valeurs d'expansion latérale très au-dessus de 0,5 ont été mesurées au laboratoire.

La discussion est par conséquent ouverte. Comment doit-on mesurer la déformabilité d'une fondation rocheuse au moment du projet? Jusqu'à maintenant les essais au vérin (aussi bien à la surface que dans les forages) ont été utilisés prudemment et parfois même avec scepticisme. Il est sans doute possible d'améliorer les moyens de mesures, leur interprétation et notre compréhension des phénomènes.

3.2.2. Influence des déformations de la roche sur le barrage

Le barrage posé sur une fondation qui se déforme subit deux effets séparés qui viennent respectivement de :

- a) la valeur *absolue* des déformations;
- b) des valeurs *relatives*, d'une zone à l'autre de la fondation.

L'effet « a » est généralement moins nuisible que l'effet « b », même pour les structures hautement hyperstatiques que sont les barrages-voûte. Des centaines d'entre eux ont été calculés en utilisant la « Trial Load Method » qui exige qu'on fasse une hypothèse sur le rapport E_c/E_r , entre le module du béton et celui du rocher de fondation. Il a été vérifié que, si ce rapport est sensiblement constant sur l'ensemble de la surface de fondation, son influence sur les contraintes maximales d'un grand barrage est faible. Par exemple, une variation dans le rapport de 1 à 5 peut conduire à modifier les contraintes critiques de 20 % seulement (certaines sont augmentées, d'autres sont diminuées). Ceci signifie qu'une grande précision dans la mesure de E_c n'est pas nécessaire, au moins pour cette partie du projet, et que

consists of deriving the deformation characteristics of the foundation from the two main contributing factors, the modulus as measured on cores, and the spacing, thickness and infilling of the geological discontinuities. This “analytical” method evidently requires calibration from the results of *in situ* tests on the particular site under study (Von Thun and Tarbox, 1971).

There are cases where *in situ* jacking tests have yielded *lower values* for the modulus than those calculated from observation of the general behaviour of the structure in service. At Vouglans dam, plate bearing tests (28 cm dia.) gave a modulus of 16 000 MPa whereas the behaviour of the dam during operation indicates a modulus of 30 000 MPa (French Committee on Large Dams, Working Group, 1967). One can think of several possible explanations for this “reverse” scale effect, e.g. surface cracks under the jack plate, the higher stress level under the plate, and most important perhaps, the fact that the Boussinesq and Vogt equations with which the moduli are derived from the readings are not really applicable to a discontinuous system; in other words, perhaps it is the concept of the equivalent continuum that is the cause of such discrepancies. Note that jacking tests in *boreholes* at the same dam site indicated a modulus of 24 000 MPa, which is nearer the value calculated after completion of the structure. The reason may be that there are less damages in the rock from drilling than from blasting.

There is a final remark that should be made on the Poisson’s ratio. It is always assumed, never a measured value. But, in fact, it should also be said that the Poisson’s ratio concept is probably not applicable to rock, for which lateral expansions of more than 0.5 have been measured in the laboratory.

The question therefore remains wide open. How is the deformation modulus of a rock foundation to be measured for design purposes? Up to the present day, jacking tests at the surface and in boreholes have been used with caution and, sometimes, scepticism. The procedure can no doubt be improved, together with its interpretation and our understanding of the phenomena involved.

3.2.2. Effect of Rock Deformations on the Dam

A dam on a deformed foundation is affected in two ways :

- a) by the *absolute* magnitude of the deformations;
- b) by the *relative* displacements between adjoining areas.

The first is usually less harmful than the second, even for such statically indeterminate structures as arch dams. Hundreds of arch dams have been designed with the help of the Trial Load Method which requires an assumption to be made as to the ratio E_f/E_r , between the concrete and foundation moduli respectively. It has been found that if this ratio remains more or less constant for all parts of the foundation, it does not have any very great effect on the maximum stress levels within large dams. If the ratio changes by a factor, say, of five, the critical stresses may alter only 20 per cent, some positively, others negatively; consequently there is no need for any great accuracy in measuring the foundation modulus E_r , at least for this purpose, and scale effect may not be such a serious problem as is

l'effet d'échelle n'est peut-être pas un inconvénient si grave qu'on le croit pour la détermination de la déformabilité lorsque le massif est homogène. Dans les barrages de faible hauteur ou très rigides, l'influence de E_r est plus marquée, mais en revanche les contraintes dans ce cas ne sont pas critiques.

Quant à l'effet « b », les variations locales de E_r/E_c ont une influence sur l'état de contrainte qui dépend de leur amplitude et surtout de l'étendue des zones hétérogènes. Par exemple, un barrage-voûte peut traverser une zone de faille de plusieurs mètres d'épaisseur sans pratiquement voir ses contraintes modifiées, si ce n'est très localement où des dispositions spéciales doivent être prises. Si une zone de rocher plus mou (ou plus dur) beaucoup plus large que l'épaisseur du barrage se présente quelque part dans la fondation, le problème devient sérieux. Enfin, quand une partie importante d'une rive a un module différent du reste, il en résulte une dissymétrie mécanique qui peut avoir beaucoup plus d'importance sur la distribution des contraintes qu'une dissymétrie géométrique marquée.

3.2.3. Déformations irréversibles

Au surplus, il faut considérer les déformations irréversibles dont il va être question maintenant.

Les essais au vérin, de même que l'auscultation des fondations en service, ont montré qu'une part de la déformation était irréversible, particulièrement près de la surface (Fig. 15, 21). Ceci est dû à la fermeture des fissures et sans doute à de petites ruptures de cisaillement locales. Le module équivalent à la première mise en charge est par conséquent *inférieur* au module qui correspond aux cycles de chargement ultérieurs. Ce comportement rappelle l'*écrouissage* des métaux avec la différence fondamentale que, dans le rocher, il se manifeste à partir du début de la mise en charge et non pas à partir d'un seuil de contrainte. Ce point est important pour le barrage, puisque le faible module de la première mise en charge peut créer, dans certains cas, les conditions les plus critiques de l'ouvrage. Le problème est d'autant plus sérieux que les déplacements irréversibles sont très difficiles à déduire des essais au vérin de petites dimensions et qu'ils ne sont évidemment pas les mêmes sur toute la surface de la fondation, exagérant ainsi les hétérogénéités élastiques.

Une question fondamentale est, par conséquent, de savoir si l'on peut chiffrer la déformation irréversible de la fondation à partir des essais au vérin ou à partir d'autres essais. Peut-on mesurer ou estimer l'effet d'échelle possible sur cette partie irréversible? Il est probable que cet effet d'échelle est très marqué. *La contrainte maximale* utilisée pour l'essai a sans aucun doute une importance déterminante sur la déformation irréversible obtenue, comme on peut s'y attendre dans un phénomène d'écrouissage.

Comme exemple d'influence de déformations hétérogènes et irréversibles du rocher de fondation sur un barrage en béton, on peut citer le barrage-voûte de Hautefage (France), de 55 m de hauteur (Plichon *et al.*, 1979). Le terrain de fondation est cristallin, mais, alors que la roche de la rive droite et du bas de la rive gauche est d'excellente qualité, celle située en rive gauche est fortement micacée. Les déformations de l'ouvrage sont mesurées par la méthode géodésique de triangulation. Dès la première mise en eau, les déplacements du barrage sont apparus nettement différents d'une rive à l'autre (Fig. 36).

usually imagined in determining the deformation characteristics when the rock is homogeneous. The foundation modulus E_f is more important for small and very rigid dams but, in this case, the stresses involved are not critical.

As regards point (b), the effect of local variation in the E_c/E_f ratio on stress conditions depends to some extent on the magnitude of the variation, but above all on the size of the areas involved. For example, an arch dam may straddle a fault zone several metres wide practically without any change in the stress levels in the concrete, except locally where special arrangements must be made. But if there is an area of softer (or harder) rock much wider than the thickness of the dam somewhere in the foundation, the problem is much more serious; and if the modulus of a large part of one abutment is different from the rest, the resulting mechanical asymmetry can have a far greater effect on the stress pattern than a marked geometric asymmetry.

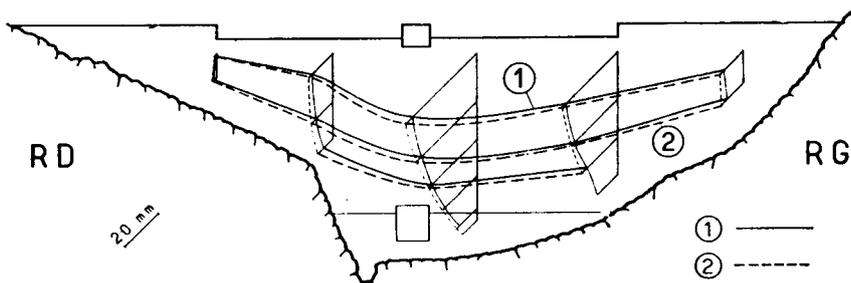
3.2.3. Irrecoverable Deformations

The discussion in the foregoing section does not mention the irrecoverable deformations.

These have been found to occur, mainly near the surface, from *in situ* jacking tests and observation of the foundations of dams in service (Fig. 15, 21). They are caused by the closing of cracks and probably the shearing of small local areas. Irrecoverable deformations occur on first loading and so the corresponding modulus is *lower* than for subsequent loadings. This is reminiscent of *strain hardening* in metals but there is a fundamental difference, because it occurs as soon as the first load is applied to rock and does not depend on a certain stress level being reached. This point is important with dams because the low modulus on first loading can, in some cases, be critical for the dam, and yet it is very difficult to predict irrecoverable deformations from small-scale jacking tests; furthermore, such deformations will obviously not be the same everywhere, a fact which aggravates the elastic heterogeneity.

It is therefore essential to decide if a quantitative prediction of future irrecoverable deformations can be made from jacking or other tests, and whether the possible scale effect can be measured or estimated. The scale effect is probably very significant. The *maximum stress* applied in the test is probably the determining factor on the degree of irrecoverable deformation found, as would be expected when dealing with strain hardening.

An example of the influence of non-uniform irrecoverable foundation rock deformations on concrete dams is the Hautefage arch dam (France), 55 m high (Plichon *et al.*, 1979), where the foundation is crystalline rock. Its quality is excellent on the right bank and at the foot of the left bank, but the rest of this bank is very micaceous. Dam deformations are monitored by geodesy. When the reservoir was filled, displacements were found to be very different from one abutment to the other (Fig. 36).



Afin de préciser l'influence de la roche sur cette dissymétrie des déformations du barrage, un calcul par la méthode des éléments finis a été appliqué au barrage, en ajustant les hypothèses de calcul sur les résultats des mesures géodésiques des déformations.

Il y a accord entre les déformations hydrostatiques réversibles mesurées et celles calculées (déformations environ deux fois plus importantes sur la rive gauche que sur la rive droite) en adoptant les hypothèses suivantes :

Module du béton du barrage	:	30 000 MPa
Module de la roche :	rive droite	: 20 000 MPa
	rive gauche	: 6 000 MPa
Coefficients de Poisson :	béton	: 0,15
	roche	: 0,20

En considérant la somme des déplacements hydrostatiques réversibles et irréversibles (un peu plus de deux fois plus élevés sur la rive gauche que sur la rive droite), il y a accord entre les résultats des mesures et des calculs en adoptant les modules *fictifs* suivants :

	Hypothèse a) (Fig. 36)	Hypothèse b)
Fondation rive droite	3 750 MPa	5 000 MPa
Fondation rive gauche	750 MPa	1 500 MPa

(béton : 30 000 MPa)

les hypothèses *a*, et *b*, encadrant les valeurs des déplacements mesurés.

On constate que les modules de la roche correspondant à la première mise en eau, au cours de laquelle se manifestent essentiellement des déformations irréversibles, sont nettement inférieurs à ceux correspondant aux mises en charge ultérieures.

3.2.4. Influence des déformations de la roche sur les appareils d'auscultation

Quand on a besoin pour un appareil d'auscultation d'un *point de référence fixe* (mesures géodésiques ou ancrage d'un pendule inversé, par exemple), ce point doit

Fig. 36

Hautefage arch dam (France). Hydrostatic and irrecoverable deformations.

*Barrage-voûte de Hautefage (France).
Déformations hydrostatiques + irréversibles.*

- (1) Measured. (1) *Mesurées.*
 (2) Computed (Assumption a). (2) *Calculées (hypothèse a).*

Finite element analysis was run to determine the contribution of the rock to this asymmetric deformation pattern, with the input assumptions being adjusted to fit the survey findings.

Measured and calculated recoverable hydrostatic deformations were in agreement (nearly twice as much deformation on the left bank than on the right) with the following assumptions :

- Dam concrete modulus : 30 000 MPa
 Rock modulus, right bank : 20 000 MPa
 Rock modulus, left bank : 6 000 MPa
 Poisson ratio, concrete : 0.15
 Poisson ratio, rock : 0.20

Taking the sum of recoverable and irrecoverable hydrostatic displacements (slightly more than twice as high on the left bank than on the right), measured and calculated values agree with the following *fictional* moduli :

	Assumption a) (Fig. 36)	Assumption b)
Right bank foundation	3 750 MPa	5 000 MPa
Left bank foundation	750 MPa	1 500 MPa

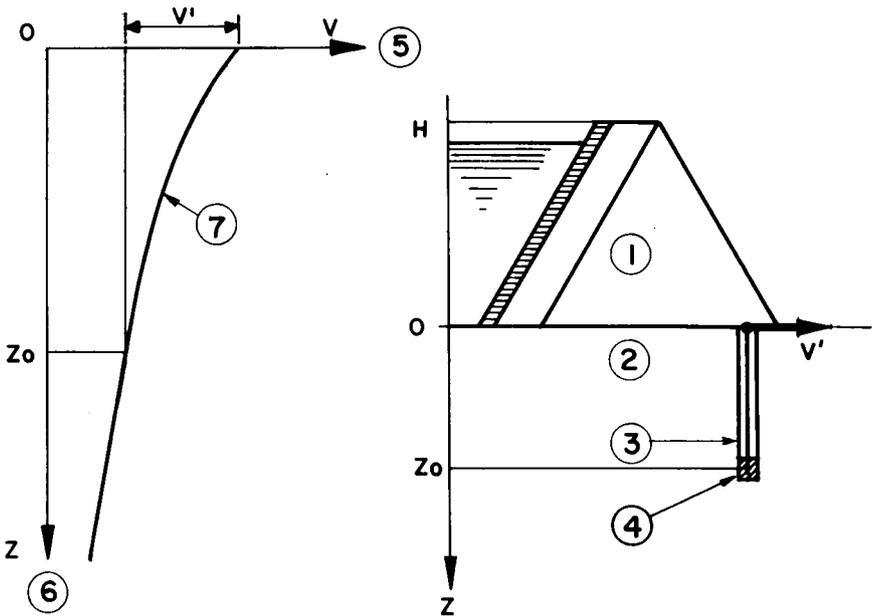
(concrete : 30 000 MPa)

Assumptions a) and b) : envelope reproducing measured displacements.

It can be seen that the rock moduli on first filling, when most of the irrecoverable deformation occurred, are distinctly lower than those for subsequent fillings.

3.2.4. Effect of Rock Deformations on Monitoring Instruments

If a *fixed reference point* is needed in any part of the monitoring system, e.g. for the geodetic system or the anchor points of inverted pendulums, it should be at



être à une distance d'autant plus grande du barrage que la charge appliquée à la fondation rocheuse est forte. Les grands barrages construits de nos jours développent des poussées de millions de newtons et les grands réservoirs appliquent des poids de milliards de newtons. Jusqu'où la déformation de la roche sous de telles charges se fait-elle sentir? Le calcul est très rarement fait. Il a cependant été exécuté par la théorie de l'élasticité et publié sous forme d'abaques pour différents types de chargement (Mladyenovitch, 1970). On y voit que les grands barrages peuvent déplacer le milieu qui les supporte à la fois *loin et profondément*, beaucoup plus loin et beaucoup plus profondément qu'on ne l'admet couramment. Par exemple, un pendule inversé doit être ancré à une profondeur d'environ 100 m si l'on veut qu'il donne une mesure absolue correcte du déplacement de la base d'un barrage de 100 m de hauteur (Fig. 37). En faisant l'ancrage moins profondément et en le croyant fixe, on peut croire que la fondation est plus rigide qu'elle ne l'est réellement, car la valeur lue n'est pas la déformation totale.

3.2.5. Déformations réelles à l'intérieur du massif rocheux

On sait que, dans un milieu discontinu, la transmission en profondeur d'un champ de contrainte de compression appliquée à la surface diffère de la solution correspondant au milieu continu (Fig. 38). Quoique plusieurs auteurs éminents aient abordé ce sujet difficile, leurs résultats n'ont pas encore conduit à un outil commode pour le projeteur, du fait de l'extrême complexité des données. Les modèles utilisés, aussi bien physiques que mathématiques, sont les mêmes que ceux dont il a été question au chapitre 3.1. Les commentaires seraient aussi les mêmes.

Heureusement, le projet peut être mené à bien sur la base de *raisonnements qualitatifs*. Il n'est pas toujours nécessaire de calculer avec précision pour arriver à

Fig. 37

Example of effect of inverted pendulum anchorage depth
on measured relative foundation displacement.

*Exemple de l'influence de la profondeur d'ancrage d'un pendule inversé
sur la mesure du déplacement relatif de la fondation.*

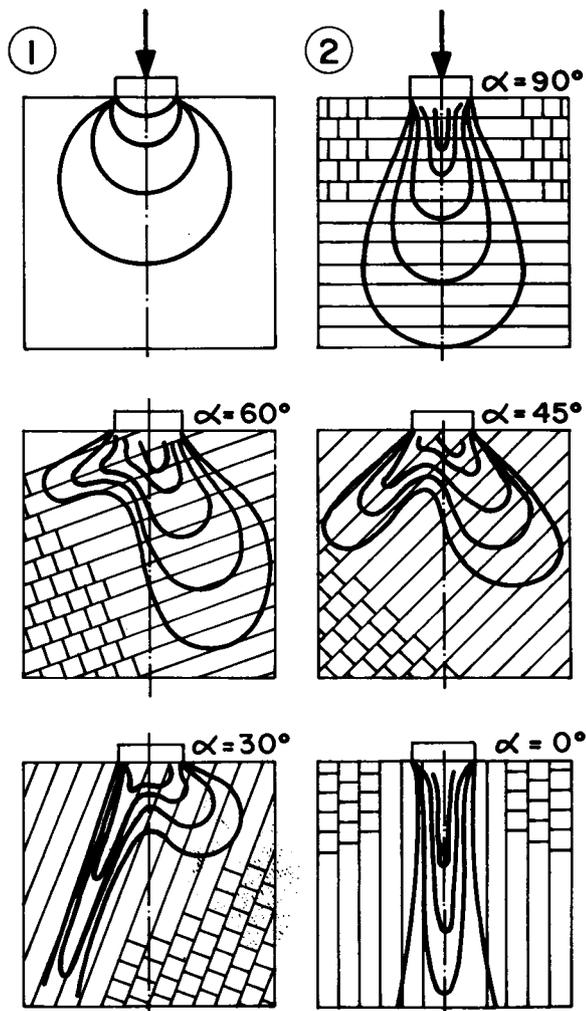
- | | |
|--|--|
| (1) Multiple arch dam, cross section. | (1) <i>Barrage à voûtes multiples, coupe trans-</i>
<i>versale.</i> |
| (2) Rock foundation (elastic continuum). | (2) <i>Fondation rocheuse (milieu continu élas-</i>
<i>tique).</i> |
| (3) Inverted pendulum. | (3) <i>Pendule inversé.</i> |
| (4) Anchor point at depth Z_0 . | (4) <i>Point d'ancrage à la profondeur Z_0.</i> |
| (5) Horizontal displacement V . | (5) <i>Déplacement horizontal V.</i> |
| (6) Depth. | (6) <i>Profondeur.</i> |
| (7) Actual curve $V(Z)$. | (7) <i>Courbe du déplacement absolu $V(Z)$.</i> |
| (V') Measured displacement. | (V') <i>Déplacement mesuré.</i> |

some distance from the dam, and the higher the load applied to the foundation by the structures, the greater this distance would have to be. The thrust from large modern dams is measured in millions of newtons and the weight of the stored water in billions of newtons, and the engineer needs some idea as to the area affected by these enormous forces. In fact, this point is not often analysed in the design, although an analysis has been made based on the theory of elasticity. It was published in the form of charts for different types of load (Mladyenovitch, 1970). These charts show that the foundations of large dams can be affected to *great distances and depths*, far beyond the limits usually imagined. It appears, for example, that the bottom end of an inverted pendulum should be placed at a depth of about 100 m if it is to give a correct absolute measurement of the displacement of the base of a 100-metre high dam (Fig. 37). If a shallower hole is used and the fixed end is assumed to be stationary, the foundation will appear to be stiffer than it really is because the readings obtained will contain only part of the deformation.

3.2.5. Actual Deformations in the Rock Mass

It is now known that the compressive stress pattern from a surface load does not develop in a discontinuous system in the same way as in the corresponding continuous medium (Fig. 38). Several eminent scientists have tried to tackle this difficult point but their work has not so far produced any convenient tool that the designer can use, because of the extremely complex input data. The physical and mathematical models used for design analysis are the same as those discussed in chapter 3.1., and the same remarks apply.

Fortunately for the engineer, the design can usually be developed on the basis of *qualitative reasoning*; accurate numerical analysis is not always necessary to



une bonne solution technique. La notion principale dont il faut se rappeler est que la compression appliquée à la surface d'une roche fissurée agit le long de bandes profondes et étroites à l'intérieur du massif, fermant les fissures, et qu'au contraire les tractions appliquées à la surface ouvrent des fissures seulement à proximité immédiate.

La conséquence de ce comportement est fondamentale en ce qui concerne le régime hydraulique de percolation. Une auscultation plus systématique est requise pour analyser et mieux comprendre ces mécanismes qui, pour le moment, sont surtout théoriques. En attendant, il est prudent que l'ingénieur les considère comme réels, pour éviter les conditions dangereuses auxquelles ils pourraient conduire s'ils se trouvaient pleinement confirmés.

Fig. 38

Stress distribution in jointed rock with different bedding angles under applied vertical load (Gaziev and Erlikhan, 1971).

Distribution des contraintes dans un massif rocheux discontinu, sous l'effet d'une charge extérieure normale et pour différents pendages (Gaziev et Erlikhan, 1971).

(1) Continuum.

(1) *Milieu continu.*

(2) Discontinuous system (α = is angle between bedding planes and load).

(2) *Série de milieux discontinus (α = angle de la stratification avec la force appliquée).*

arrive at a sound technical solution. The main fact to be borne in mind is that a compressive load applied to the surface of fissured rock produces a stress pattern that is confined within narrow bands running deep down into the rock and closing the fissures, whereas a tensile stress applied at the surface only opens the fissures close to the point of application.

These reactions have a fundamental effect on seepage conditions. Systematic investigation of this point by means of monitoring instruments installed in foundations is needed to allow us to analyse and understand the mechanisms involved, which only exist in theory at present. While waiting for the results of such work, the engineer would be wise to consider that they also exist in fact, to avoid the dangers that they can cause if the theory is quite correct.

3.3. EFFETS MÉCANIQUES DE LA PERCOLATION DE L'EAU

3.3.0. Introduction

Le gradient hydraulique créé par la présence du réservoir ou par une nappe de versant fait circuler l'eau dans les fissures. Seuls les effets mécaniques de cette percolation sont considérés ici, c'est-à-dire l'influence de la pression de l'eau sur la stabilité, une influence qui est souvent grande et qui est parfois même le terme dominant de tout le projet de la fondation du barrage.

De façon à déterminer le système de forces engendré par l'eau souterraine, l'ingénieur doit connaître les conditions de l'écoulement ou faire sur elles des hypothèses. C'est là un problème difficile. D'abord, la réponse dépend de la géométrie des surfaces de discontinuité géologiques, qu'il est difficile de déterminer avec certitude (voir paragraphe 2.2.). Ensuite, elle dépend des conditions aux limites de l'écoulement, y compris l'influence du temps (régime transitoire, ou régime permanent). Puis, elle dépend des déformations de la masse rocheuse traduites surtout par des variations d'épaisseur des fissures, certaines de ces déformations étant dues d'ailleurs aux phénomènes de percolation eux-mêmes. Enfin, il existe sur les mesures de la conductivité hydraulique un effet d'échelle marqué. Le problème n'a pas reçu encore de solution complète, applicable à un site donné dans sa complexité naturelle. Mais on peut se livrer à des modèles simplifiés, très utiles au projecteur pour apprécier l'influence *possible* de l'eau de percolation sur la stabilité d'une fondation et aussi pour guider ses décisions quant aux mesures correctives à mettre en œuvre.

3.3.1. Forces dues à la percolation de l'eau

L'eau circulant dans les fissures a, en tout point, une charge hydraulique qui se prête à l'extension de la notion de *gradient de potentiel* utilisée couramment dans l'hydraulique des milieux poreux. Les forces dues à l'écoulement de percolation sont des forces volumiques appliquées à la matière rocheuse; elles sont proportionnelles au gradient de potentiel; elles doivent être *ajoutées* aux forces dues à la poussée d'Archimède.

La *conductivité hydraulique* d'un massif rocheux ne dépend pratiquement que de ses surfaces de discontinuité géologiques qui, bien que représentant en général un volume de vide très inférieur à celui des pores de la matrice, ont une « perméabilité » beaucoup plus grande. L'anisotropie de la structure du massif rocheux se traduit donc en une *anisotropie de la conductivité* et en l'existence de directions privilégiées des forces hydrauliques. Dans bien des cas, ces forces sont nuisibles à la stabilité car elles ont une amplitude qui peut atteindre l'ordre de grandeur de celle des autres forces (le poids du massif rocheux, ou la poussée du barrage), et une direction défavorable (vers le vide). La détermination du tenseur de conductivité est toujours du domaine de la recherche et difficilement utilisable pour le projet d'une fondation (Maini, 1971). Le seul outil pratique dont on dispose est, encore, d'imaginer et d'introduire dans l'analyse des modèles de comportement possible. Les forces qui résultent de certains réseaux d'écoulement schématisés peuvent de cette façon être introduites dans le calcul de la stabilité, en tenant compte, s'il le faut, de l'anisotropie hydraulique estimée à partir d'essais d'eau du type décrit dans le paragraphe 2.2.4. (cellules à quatre obturateurs), et surtout en considérant l'hété-

3.3. MECHANICAL EFFECTS OF SEEPAGE

3.3.0. Introduction

This section deals with the mechanical effects of seepage caused by the hydraulic gradient set up by a reservoir or the ground water. Mechanical effects mean here the influence of seepage water pressure on the stability of the structure and its foundation, which is usually important and sometimes even the dominant factor in the design.

The designer must know the actual or assumed seepage flow conditions to find the system of forces resulting from them, and this is difficult for several reasons. Firstly, subsurface flow conditions are governed by the geometry of the geological discontinuities within the rock, which is not easily defined (section 2.2.). Secondly, they are also influenced by the flow boundary conditions, including the time factor (transient or steady flow). The third reason is that flow conditions vary with deformation of the rock mass, because fissures open or close, and this point is further complicated by the fact that some deformations are produced by the seepage pressure itself. And lastly, measurements of hydraulic conductivity are sensitive to scale effect. No complete answer applicable to any site and covering all its complexities has yet been found for this problem, but considerations of a general nature enable us to conceive simplified models that help the designer to assess the *possible* influence of seepage on the stability of a foundation and guide him in his choice of corrective action.

3.3.1. Seepage Forces

Water percolating through cracks in the rock has a certain hydraulic head at all points so that the concept of the *potential gradient* ordinarily used in the study of the hydraulics of porous materials is applicable. Seepage forces act at all points within the rock mass and are proportional to the potential gradient; they are *cumulative* with the forces due to buoyancy.

The *hydraulic conductivity* of a rock mass is governed almost exclusively by the geological discontinuities whose "permeability" is much greater than that of the pores in the rock material, even though they represent a much smaller volume of voids. Therefore, the structural anisotropy of the rock mass gives rise to *anisotropic conductivity*, and it also provides preferential directions along which the hydraulic forces will act. These forces are detrimental for stability in many cases because they may reach values that are of the same order of magnitude as the other forces, such as the dead weight of the rock or the dam thrust, and they may be directed towards the free surface. Determining the conductivity tensor is still a matter of research and can hardly be useful in designing an actual foundation (Maini, 1971). The only practical tool available to the engineer at present consists of trying to foresee every possible type of behaviour and introducing it into the design analysis in the form of a model. The forces found with some schematic flow nets can be used in the stability analysis, with allowance made, if necessary, for any hydraulic anisotropy assessed from water pressure tests of the type discussed in section 2.2.4. (four packer system), and for any *heterogeneous conductivity*. The conductivity may be

rogénéité de la conductivité. Cette dernière peut être due à plusieurs causes : géologie (veines d'argile, bancs de roche fissurée, etc.), injection, drainage, variation d'ouverture des fissures sous l'effet des contraintes appliquées. L'intérêt principal de la présentation graphique des études de stabilité (voir paragraphe 3.1.4.) est justement de permettre la considération d'hypothèses variées en ce qui concerne les forces appliquées par l'eau. Ceci est capital dans un domaine où l'on connaît très mal à l'avance l'intensité et la distribution de ces forces qui pourtant peuvent être très nocives.

De nombreux travaux de recherche ont eu pour objet de définir le type d'écoulement, *laminaire ou turbulent*, qui règne dans les fissures. On a déduit de ces études que la question a peu d'importance pour les forces qui sont en définitive engendrées par l'écoulement et, en tout cas, beaucoup moins d'importance que les autres facteurs de l'écoulement. Il faut seulement admettre que la relation globale entre le débit Q et le gradient J n'est pas linéaire, mais de la forme $Q = k \cdot J^\alpha$, où α est plus petit que l'unité (Louis, 1968; Sharp, 1971; Jouanna, 1972, Wittke, 1990).

Remarquons à propos des forces créées au cœur du massif qu'elles ne sont pas des forces statiques de même nature que le poids ou les charges extérieures : elles peuvent changer d'intensité et se distribuer autrement lors d'une déformation de la fondation rocheuse. Si, par exemple, un joint s'ouvre sous l'effet de la pression de l'eau, il peut du même coup faire presque disparaître cette pression. La force qui existait auparavant est supprimée, à moins que l'eau en charge soit à nouveau introduite dans la fissure. La notion d'*énergie* de l'eau est par conséquent fondamentale pour une compréhension correcte du comportement hydraulique de la fondation : une force hydraulique qui disparaît à la faveur d'un petit changement local de conductivité n'a qu'une énergie faible en comparaison d'une force qui reste active après l'ouverture des joints. La question est de savoir s'il est possible d'introduire cette notion dans la pratique des calculs de stabilité.

Il est intéressant d'examiner maintenant deux cas extrêmes de modèles d'écoulement à travers les fissures de la roche, la réalité étant probablement toujours comprise entre les deux modèles. Ils sont des éléments fondamentaux pour raisonner sur l'hydraulique des fondations.

3.3.2. Modèle à fissures planes

Plusieurs auteurs ont montré, par voie théorique ou expérimentale, que dans une masse rocheuse, où toutes les discontinuités sont planes et d'ouverture constante de nœud à nœud, la notion d'un module de déformation appliqué à la discontinuité elle-même conduit à adopter des valeurs très faibles. Ce fait traduit les grandes différences observées entre les modules globaux des massifs rocheux et les modules de la matrice : les discontinuités *doivent* avoir des déformations relatives importantes pour expliquer ces différences. En appliquant les lois de l'hydraulique, linéaires ou non, à ce comportement, on en déduit des changements de conductivité hydraulique spectaculaires, même sous des variations de contraintes modérées (Serafim et Del Campo, 1965, Londe et Sabarly, 1966). En se limitant au point de vue qualitatif, ce modèle conduit à une importante conclusion pratique : le chargement des fondations, par le barrage ou par les forces de percolation elles-mêmes, peut modifier considérablement la conductivité hydraulique et créer des conditions très différentes de celles déduites des mesures faites sur le massif rocheux avant qu'on ne construise le barrage.

heterogeneous for many reasons: geology (clay veins, fissured rock layers, etc.), grouting, drainage, opening or closing of fissures under the applied stresses. The main advantage of graphical stability analysis methods discussed in section 3.1.4. is in fact that they make it possible to examine a range of assumptions on seepage forces, and this is essential when the magnitude and distribution of these potentially dangerous forces are not known beforehand.

There has been much research aimed at finding whether flow in fissures is *laminar or turbulent*, but it has been found that the difference is relatively unimportant as far as seepage forces are concerned. It is in all events much less important than the other factors affecting flow. It must only be recognized that, in general terms, the flow rate Q is not a linear function of the gradient J but is defined as $Q = k \cdot J^\alpha$, where α is less than unity (Louis, 1968, Sharp, 1971, Jouanna, 1972, Wittke, 1990).

These water-induced forces within the rock mass are not static forces like dead weight or applied loads; they may change in magnitude and direction due to deformation of the rock foundation. For example, the seepage pressure may be enough to open a joint, but the pressure will then nearly disappear, unless more water under pressure enters the opening. Consequently, the concept of water *energy* is essential for a full understanding of the response of a rock mass to water flow. The energy of a hydraulic force that disappears when there is a small local change in conductivity is small compared to a force that remains active after the joints have opened. It is a question of whether it is possible to introduce this concept into a practical stability analysis.

At this point, it is worth examining the two diametrically opposed types of model representing flow through rock fissures. The real answer probably lies somewhere between the two, but they are the basic elements in our thinking on the hydraulics of foundations.

3.3.2. Planar Fissure Model

Several authors have shown by theory or experiment that in a rock mass, where all the discontinuities are planar and of constant opening from node to node, very low values must be used for the modulus of deformation of the discontinuities. This is in keeping with the large difference found between the modulus of deformation of the rock mass as a whole and the modulus of the rock material – the deformations of the discontinuities *must* necessarily be large to explain the difference. Applying the laws of hydraulics, linear or otherwise, to this behaviour may produce extremely spectacular changes in hydraulic conductivity for moderate variations in stress (Serafim and Del Campo, 1965, Londe and Sabarly, 1966). Taking only the qualitative aspects, this model has revealed something of great practical importance, that the loads applied to the foundation, either by the dam or by the seepage forces themselves, can produce considerable changes in hydraulic conductivity and produce a very different set of conditions from those assumed from measurements made before the dam was built.

Les conséquences sont doubles. D'abord, le calcul de stabilité doit prendre en compte des conditions extrêmes de cette nature en ce qui concerne les forces d'écoulement. Ensuite, les mesures correctives, s'il en est utilisé, doivent aussi couvrir la possibilité de ce comportement.

3.3.3. Modèle des canalicules

Les conditions d'écoulement dans certains joints observés en galerie et l'inefficacité des drains dans certaines roches perméables amènent à penser qu'il y a des massifs où l'eau s'écoule à travers des *canalicules préférentiels* en général situés dans les plans de discontinuité géologiques (Sabarly *et al.*, 1970). L'adoption d'un modèle, où toute la percolation de l'eau aurait lieu dans des canalicules, conduit à une importante conséquence : dans ce cas, le drainage ne pourrait modifier les conditions d'écoulement, en d'autres termes le drainage serait *inutilisable* comme mesure corrective pour assurer la stabilité. Cette conclusion est grave car bien des projets de fondation sont établis essentiellement sur le drainage. Mais il faut noter ici que les piézomètres renseigneraient sur l'inefficacité des drains. Cette question sera reprise au paragraphe 4.3.

Quelle que soit l'opinion personnelle que chacun peut avoir sur ce modèle, il semble important de répondre aux questions suivantes :

- Comment savoir si l'écoulement de l'eau dans une fondation rocheuse se situe dans des canalicules?

- Comment injecter un massif rocheux correspondant à ce modèle? hautes pressions ou produits chimiques?

- Comment drainer ce massif rocheux? en adoptant des dispositions différentes de celles correspondant aux écrans de drainage traditionnels?

Quoiqu'il soit probable que la plupart des roches ne correspondent strictement ni au premier ni au second modèle extrême, l'ingénieur doit les considérer tous deux car « il faut supposer pour le projet de l'ouvrage les possibilités les plus défavorables » (Terzaghi, 1929). C'est là un *principe essentiel* et qui doit dominer le projet d'une fondation lorsque la sécurité d'un grand barrage est en cause.

This theory has two important consequences on engineering design. Firstly, any stability analysis must include extreme water pressure conditions resulting from stress changes, and secondly, the design of the remedial measures, if any, should take this extreme behaviour into account.

3.3.3. Preferential Channel Model

The flow of water from discontinuities exposed in adits and the poor performance of drains in some pervious rocks show that, in some rock types, water flows through *preferential channels* which are usually located within the planes of the discontinuities (Sabarly *et al.*, 1970). Examination of a model where all water seepage occurs through such preferential channels leads to an important conclusion: in this case, drainage will not have a significant influence on the flow conditions except where a drain happens to intersect a channel. Consequently, drainage *will not be effective* as a corrective measure for improving stability. This conclusion has very serious implications since drainage is an essential feature in the design of many foundations. But, it is worthy of note that the piezometers will show that the drains are ineffective. This point will be discussed more fully in section 4.3.

Whatever one's personal opinion on this model, it seems important to answer the following questions:

- a) How is it possible to find out if seepage water flows through preferential channels?
- b) How can rock with such preferential channels be grouted? At high pressure? With chemical grouts?
- c) How is it possible to drain such a rock mass? Possibly with different drainage systems than those usually employed?

While it is unlikely that an actual rock foundation will conform entirely either to the planar fissure or preferential channel model, they do represent extreme situations which the designer has to consider as "the most unfavourable mechanical possibilities which could be expected" (Terzaghi, 1929). This is a *basic principle* of rock design when the safety of a large dam is involved.

4. ACTION SUR LA FONDATION

4.0. INTRODUCTION

On peut améliorer les propriétés d'une fondation rocheuse par trois catégories distinctes de mesures correctives :

- réduction des déformations;
- augmentation de la résistance;
- maîtrise des forces hydrauliques.

Tous les moyens ne sont pas également efficaces sur un site donné. Par surcroît, leur effet n'est pas toujours clairement compris à cause des lacunes de nos connaissances qui existent encore dans certains domaines de la mécanique des roches. Il y a donc *une partie d'appréciation subjective* dans beaucoup de décisions concernant le traitement des fondations. Il existe des fondations sans aucun traitement et d'autres, comme au barrage d'El Atazar (Espagne), où pratiquement tous les types possibles d'interventions ont été mis en œuvre (Guerrero et Serafim, 1970).

Le propos de ce chapitre est de faire des commentaires et de poser des questions sur quelques moyens d'action, les uns classiques, les autres moins classiques. Les mesures correctives considérées ici peuvent se classer en trois catégories principales :

- a) le traitement des fouilles;
- b) le renforcement des fondations;
- c) l'étanchéité et le drainage.

Il est des cas où, malgré l'arsenal de moyens disponibles, on conclut encore à une insuffisance de sécurité de la fondation. Cela ne veut pas nécessairement dire que le site doit être abandonné. Cela signifie seulement peut-être que le type de barrage prévu est mal adapté. Il est recommandé alors d'envisager un autre projet de barrage appliquant à la fondation un autre système de forces ou réagissant mieux au comportement de la roche. Il faut toujours se garder d'étudier le barrage seul et la fondation seule, mais, au contraire, il faut faire le projet optimal de l'ensemble, l'un des meilleurs « moyens d'action sur la fondation » étant l'adaptation du barrage.

Bien entendu, le traitement d'une fondation peut comprendre une combinaison des divers moyens indiqués dans les chapitres ci-après.

4. FOUNDATION TREATMENT

4.0. INTRODUCTION

There are three different types of treatment that can be employed to improve the properties of a rock foundation, aiming at :

- a) reducing deformations;
- b) increasing strength;
- c) controlling hydraulic forces.

They are not all of equal utility for all sites, nor is the way they work always fully understood because of the gaps that still exist in our knowledge. This means, therefore, that the decision as to what foundation treatment is to be used is based *partly on a subjective assessment* of the conditions. Dams have been built on foundations without any corrective treatment at all, whereas at others, like El Atazar dam (Spain), almost every type of remedial work has been carried out (Guerrero and Serafim, 1970).

This chapter will comment and speculate on some of the conventional and more recent techniques available to the engineer, i.e. :

- a) Excavation treatment;
- b) Foundation strengthening;
- c) Seepage control and drainage.

In some cases, it may be impossible to produce the required degree of safety in the foundation despite the wide range of remedial measures available. This does not necessarily mean that the site must be rejected, but perhaps only that the contemplated type of dam is unsuitable, and it is wise to consider a different design that applies a different system of forces to the foundation, or one that is more compatible with the foundation's response pattern. It is misguided to investigate and design the dam and foundation separately. The aim should be to produce the best overall design, and one of the most effective "remedial measures" that can be used is planning the most suitable dam for the site in question.

Of course, the foundation treatment may include a combination of the various remedial measures described in the following sections.

4.1. TRAITEMENT DES FOUILLES

4.1.0. Introduction

L'exécution des fouilles d'un grand barrage est une opération de grande envergure, qui, dans bien des cas, constitue un élément capital du programme des travaux et du coût de l'aménagement. Un cas spectaculaire, il est vrai exceptionnel, est celui du barrage de Kalabagh, en projet au Pakistan, où le volume des fouilles atteindra 80 millions de mètres cubes pour établir un barrage en remblai de 25 millions de mètres cubes. En réalité, les excavations, à faire dans du grès tendre, sont surtout nécessaires pour les ouvrages annexes, usine hydroélectrique, évacuateurs de crue et dérivation provisoire de l'Indus.

C'est au moment de l'ouverture des fouilles que le diagnostic géologique, posé au moment des reconnaissances d'avant-projet et de projet, se trouve pour la première fois confronté à la réalité du site. La réception des fouilles par les responsables de la conception et du contrôle de l'exécution, géologues et ingénieurs, est une phase décisive dans la naissance de l'ouvrage. Il sera ensuite trop tard pour regretter une décision incorrecte sur leur profondeur ou leur traitement.

Dans la plupart des cas, il est prudent d'ouvrir les excavations *en totalité* avant de commencer la construction du barrage, car un approfondissement jugé nécessaire au voisinage d'une partie d'ouvrage déjà construite peut se révéler impraticable ou préjudiciable au bon fonctionnement de l'ensemble.

Dans ce chapitre, on traite de certains aspects spécifiques du traitement des fouilles de barrages.

4.1.1. Prédécoupage

Beaucoup trop souvent, l'excavation du rocher est exécutée à l'aide de fortes charges d'explosifs. La raison en est que l'entrepreneur obtient un meilleur rendement économique en utilisant de gros tirs. Mais il faut souligner que le résultat peut être nocif quant à la qualité de la fondation et à la stabilité des talus, et risque de coûter très cher en dépenses de travaux correctifs, tels qu'injection ou stabilisation. Outre les volumineux hors profils qu'elles entraînent, de fortes explosions ouvrent les joints (existants ou potentiels) dans la masse rocheuse, sous le fond et derrière les parois de l'excavation, ce qui conduit à :

- a) une déformabilité accrue;
- b) une perméabilité accrue;
- c) des absorptions plus fortes de coulis d'injection;
- d) une stabilité réduite des parois d'excavation.

La meilleure solution de ces problèmes consiste à réduire les charges unitaires, à utiliser des micro-retards et surtout à employer les techniques du prédécoupage et du découpage fin (smooth blasting).

La mise en œuvre du prédécoupage, au fond et le long des parois d'une excavation, évite l'action nuisible des ondes de choc et des gaz qui déplacent des blocs rocheux, ouvrent les joints et réduisent donc la résistance du massif par une

4.1. EXCAVATION TREATMENT

4.1.0. Introduction

Excavating the foundation for a major dam is a large scale operation, and often a capital item in the construction programme and project cost. A spectacular although admittedly exceptional case is the Kalabagh project in Pakistan where 80 million cubic metres have to be excavated for an embankment dam containing 25 million cubic metres of fill. In fact however, most of the excavation (in soft sandstone) is needed for the appurtenant works, hydro powerstation, spillways and temporary diversion of the Indus.

It is when the excavation is opened that the geological predictions established at the time of the project planning and design investigations are for the first time confronted with reality at the site. Acceptance of the completed excavation by the designers and works managers, geologists and engineers, is a decisive moment in the gestation of the dam. It is too late, afterwards, to complain of incorrect decisions as to the depth of excavation or treatment.

In most cases, it is wise to complete *all* excavation before dam construction commences, because any attempt to go deeper near any part already built may be impracticable or prejudicial to efficient operation of the whole.

This section deals with certain specific aspects of the dam excavation treatment.

4.1.1. Presplitting

Much too often excavation in rock is carried out by heavy blasting. The reason is that the contractor gets a better cash return from the operation by using big explosive charges. It should be stressed, however, that the final result can be detrimental for the quality of the foundation or stability of the slopes and may cost much in remedial measures such as consolidation grouting or reinforcement. Heavy blasting opens up joints (either existing or potential) in the rock mass behind the bottom and walls of the excavation, resulting in :

- a) increased deformability;
- b) increased permeability;
- c) increased grout takes;
- d) decreased stability of excavation slopes.

The best answer to this problem is to limit the unit charges, to use micro delays and above all to use presplitting and smooth blasting techniques.

The use of presplitting at the bottom and along the faces of an excavation prevents the detrimental action of shock waves and gas penetration, which displace rock blocks, open joints and therefore reduce the strength of the mass by a loss of

perte de liaisons internes. Pour les mêmes raisons, le prédécoupage limite les déformations non réversibles accentuées par les tirs ordinaires.

La théorie du prédécoupage a été abordée dans les milieux continus. Le mécanisme dans un milieu discontinu, comme la roche fissurée, n'est pas bien compris encore, et l'espacement des trous, ainsi que les charges d'explosif à utiliser, sont déterminés d'une façon purement empirique. Néanmoins, les résultats pratiques sont convaincants. Par exemple, l'usage du prédécoupage dans les mines à ciel ouvert conduit à un raidissement de 5 à 10 degrés de la pente stable des talus. Cet accroissement indique clairement l'avantage obtenu en résistance. Il est vraisemblable que sur de nombreux sites l'injection de consolidation sert seulement à remplir les fractures qui ont été ouvertes par des tirs trop puissants et incontrôlés. Le coût du prédécoupage doit donc être comparé à la valeur des économies qu'il permet en matière d'injection. Il est probable que l'emploi du prédécoupage se développera rapidement. La technique du découpage fin est parfois employée parce que plus économique que le prédécoupage. Il ne faut pas oublier toutefois que le prédécoupage, bien dosé, donne des résultats meilleurs et doit généralement être préféré.

4.1.2. Pentés raides

Dans les canyons à parois raides, il est fréquent que les excavations créent des conditions d'instabilité, particulièrement quand la fracturation ou la foliation sont parallèles au talus. Une autre circonstance défavorable existe quand l'une des faces de l'excavation coupe le pied des lits ou dalles de la roche. Quand le barrage est terminé, les conditions de stabilité sont en partie rétablies. Ceci est un cas où la difficulté est temporaire, ce qui ne signifie pas pour autant qu'elle soit légère. Le problème de la stabilité des excavations pendant la construction doit être clairement saisi par le projeteur, car il peut entraîner de sérieux retards et des coûts supplémentaires s'il n'est pas vu correctement. Il arrive même que ce problème soit jugé si sérieux que tout le projet de barrage s'en trouve modifié.

Dans les cas les moins difficiles, le traitement peut être limité à un renforcement des parois d'excavation par des armatures d'acier (voir paragraphe 4.2.2.).

Pour les talus très raides cependant, des interventions plus radicales sont nécessaires, comme l'utilisation de butons ou de galeries superposées. Deux exemples sont donnés ici pour illustrer chacun de ces procédés.

Le barrage de Karun (anciennement nommé Reza Shah Kabir), en Iran, est une voûte de 200 m fondée sur des calcaires lités (Fig. 39). Les parois du canyon sont très raides. La stabilité de l'excavation rive droite, avant bétonnage du barrage, a été assurée à l'aide de sept butons de longueur variant entre 10 et 26 m. Chaque buton de béton armé pouvait prendre une poussée de 15 000 kN, poussée contrôlée par deux vérins plats du type Freyssinet. En outre, la roche était armée sur les deux faces de l'excavation par des câbles précontraints de 30 m de longueur et de 1 300 kN de capacité unitaire. Comme la face aval était en surplomb, un traitement préliminaire par barres d'ancrage fut nécessaire. Au total, 6 100 m de barres furent scellés *avant* exécution de l'excavation, chaque barre ayant 485 kN de capacité (Muller et Launay, 1974; Gérard et Chammas, 1975).

interlocking. Presplitting also avoids the increase of non-recoverable deformation which results from ordinary blasting.

The theory of presplitting has been developed in continuous materials, but it is not yet clear how it works in a discontinuous medium like fissured rock. Hole spacing and charge weights are still designed on a purely empirical basis. Practical results, however, are convincing. For example, the use of presplitting in open pit mining leads to an average increase of safe slopes angle of 5° to 10° . This increase is a clear indication of the advantage obtained in terms of strength. It is likely that on many sites the consolidation grouting is only useful for filling the joints which have been opened by too heavy and uncontrolled blasting. The cost of presplitting has then to be compared with the savings in grout consumption it would allow. It is probable that the use of presplitting will develop rapidly and will be systematic in all rock excavation in the near future. Smooth blasting technique is sometimes used instead of presplitting, as being cheaper. But it must not be forgotten that properly controlled presplitting gives better results and should broadly be given preference.

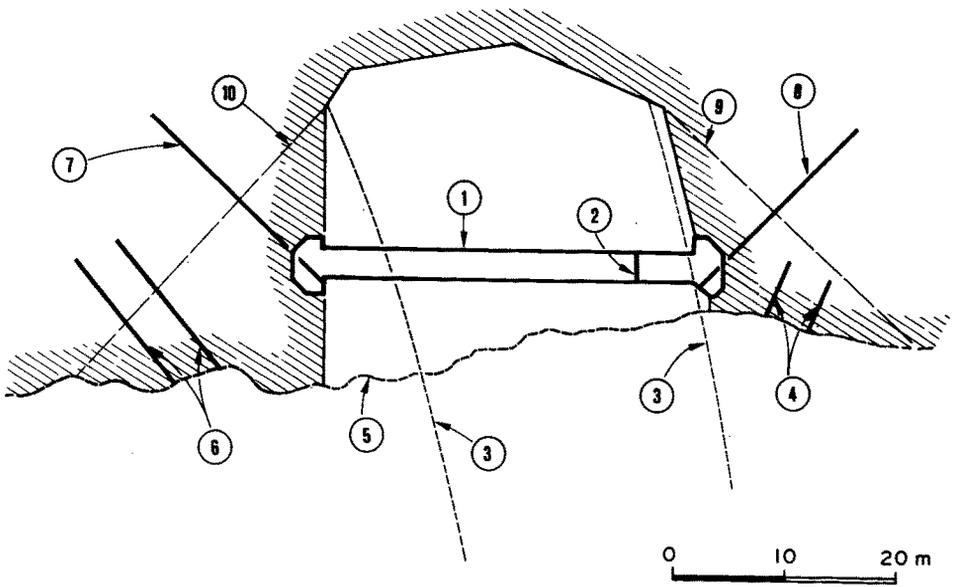
4.1.2. Steep Slopes

In canyons with steep slopes, it is common that the excavation works create unstable conditions, particularly when the natural bedding or foliation of the formation dips parallel to the slope. Another unfavorable condition is when one of the walls of the excavation cut the toe of rock beds or slabs. When the dam is completed, the stability conditions are partly restored. This is a case where the difficulty is temporary, but it does not mean that it is slight. The problem of the stability of the excavation during the construction period should be clearly realized by the designer, as it may cause serious delays and overcosts if not foreseen correctly. It may even be judged so serious that the whole design of the dam has to be altered.

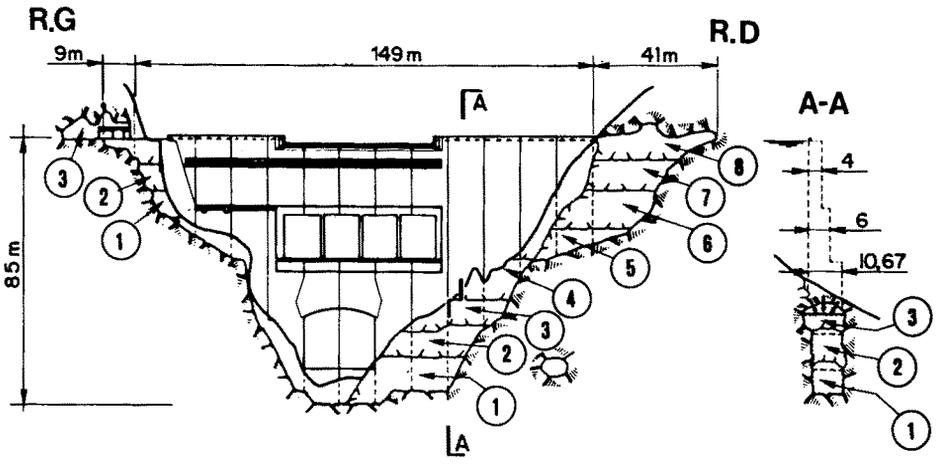
In less difficult cases, the treatment can be restricted to a strengthening of the excavation walls by steel reinforcement. (See section 4.2.2.)

In very steep slopes however, a more positive action is required, using either struts or successive superimposed galleries. Two examples are given here to illustrate each of these methods.

Karun dam (formerly Reza Shah Kabir dam) (Iran) is an arch dam 200 m high founded on well bedded limestone (Fig. 39). The slopes of the canyon are very steep. The stability of the right bank excavation, before concreting the dam, was obtained by seven struts varying in length from 10 m to 26 m. Each strut, made of reinforced concrete, could take a load of 15 000 kN, this load being controlled by two flat jacks of the Freyssinet type. In addition, the rock itself was reinforced, on both sides of the excavation, by 30 m long prestressed cables of 1 300 kN capacity each. The downstream side however was overhanging and required a preliminary treatment with anchor bars. A total of 6 100 m of bars were grouted *before* excavation, each bar having a capacity of 485 kN (Muller and Launay, 1974; Gérard and Chammas, 1975).



Bien que conçu avant 1960, le barrage de Kukuan, à Taiwan, mérite d'être mentionné ici, car on y employa une technique sans précédent, qui pourrait être utilisée sur d'autres sites similaires (Fig. 40).



Le barrage est une voûte cylindrique de 85 m de hauteur, avec un rayon amont de 92 m. Le canyon est taillé dans une formation de bancs alternés de quartzite et de schistes, d'un pendage de 65 degrés et parallèles à la paroi rive droite. Les mêmes bancs, sur cette rive, suivent la pente du versant sur une hauteur de 300 m.

Fig. 39

Karun arch dam (Iran) - Horizontal section of right bank excavation.

Barrage-voûte de Karun (Iran) - Coupe horizontale de la fouille rive droite.

- | | |
|------------------------------|---|
| (1) Strut. | (1) <i>Buton.</i> |
| (2) Flat jack. | (2) <i>Vérin plat.</i> |
| (3) Outline of concrete dam. | (3) <i>Contour du barrage en béton.</i> |
| (4) Rock bolts. | (4) <i>Boulons d'ancrage du rocher.</i> |
| (5) Rock surface. | (5) <i>Surface du rocher.</i> |
| (6) Rock anchorage. | (6) <i>Ancrage du rocher.</i> |
| (7) Prestressed cable. | (7) <i>Câble précontraint.</i> |
| (8) Prestressed cable. | (8) <i>Câble précontraint.</i> |
| (9) Joint A. | (9) <i>Joint A.</i> |
| (10) Joint B. | (10) <i>Joint B.</i> |

Although designed before 1960, Kukuan dam (Taiwan) is mentioned here as it made use of an unprecedented technique of excavation, which could be used on other similar sites (Fig. 40).

Fig. 40

Kukuan arch dam excavation (Taiwan).

Fouilles du barrage-voûte de Kukuan (Taiwan).

- | | |
|---|--|
| (1 to 8) Underground excavation stages. | (1 à 8) <i>Étapes des fouilles souterraines.</i> |
|---|--|

The dam is a cylindrical arch, 85 m in height, with an upstream radius of 92 m. The canyon is cut in a formation consisting of alternate beds of quartzite and slate schist, dipping at 65°, parallel to the right bank slope. The same slabs, on the right bank, follow the bank slope over a height of 300 m. Beds are 1.5 to 3.0 m thick, and

Les bancs, de 1,5 à 3 m d'épaisseur, sont séparés par de fines couches de silt ou par des joints ouverts, même en profondeur. Sur la rive gauche, où le pendage était favorable, une condition d'instabilité était créée par une série de diaclases normales aux bancs, ayant un pendage de 30 degrés vers la rivière.

L'excavation fut exécutée par une série de galeries creusées puis remplies de béton l'une après l'autre dans chaque rive en partant du niveau le plus bas. Chaque galerie avait 10 m de largeur (épaisseur de la voûte), 11 à 15 m de hauteur et 20 à 30 m de longueur.

Ce procédé s'est avéré très souple et très sûr pour un site aussi difficile.

4.1.3. Stabilisation par traitement de surface

Le desserrage progressif des roches fissurées *commence à la surface libre*. Sa cause peut être trouvée soit dans le relâchement des contraintes dû à l'excavation, soit dans l'altération des roches, en particulier celles contenant une forte teneur en argile, lorsqu'elles sont exposées à l'air, soit dans le ramollissement des matériaux remplissant les fissures. Une légère ouverture des fissures s'accompagne, en général, de rotations et de glissements de blocs de roche suffisants, quoique petits, pour réduire d'une façon appréciable la résistance et la rigidité du massif dans son ensemble, et ceci jusqu'en profondeur.

Il suffit souvent de recourir à un traitement superficiel :

- gunite, béton projeté (associé parfois à un boulonnage);
- contreforts;
- recouvrement en matériaux meubles (pour protéger la roche contre l'altération, dans le cas de digues en remblai);
- modelage des pentes.

A) Gunite, béton projeté

La gunite ou le béton projeté, s'ils sont appliqués à la surface de la roche immédiatement après l'excavation et s'ils sont épinglés au massif, fournissent un excellent renforcement mécanique. Ils protègent également contre l'altération de la roche.

L'efficacité du procédé est fondée sur une action de *confinement* par laquelle les blocs superficiels d'un massif rocheux, lorsqu'ils sont liés, supportent les blocs situés à l'arrière et permettent aux discontinuités de conserver leur résistance maximale.

Comme les matériaux projetés moulent toutes les irrégularités et bouchent les joints par pénétration dans les moindres anfractuosités superficielles, ils produisent une spectaculaire augmentation de la résistance de la peau du massif. Au surplus, ils ne sont pas eux-mêmes trop rigides et peuvent s'adapter, sans rupture, à des déformations locales.

L'efficacité du béton projeté ou de la gunite est d'autant plus grande que la surface à conforter est concave, comme dans un tunnel où ce procédé a tout d'abord été appliqué. Sur les surfaces planes ou convexes, le rôle d'une armature, sous forme d'un grillage même léger, est fondamental.

they are separated by thin silt layers or by open voids, even at depth. On the left bank, where the bedding was favorable, an unstable condition was created by a set of joints, normal to the bedding, with a dip of 30° towards the river.

The excavation was carried out by a series of galleries driven and filled with concrete one after the other in each bank, starting at the lower level. Each gallery was 10 m wide (the thickness of the arch dam), 11 to 15 m high and 20 to 30 m long.

This method proved very flexible and very safe for such a difficult site.

4.1.3. Stabilizing Surface Treatment

Progressive decompression in fissured rock *initiates at the free surface*. It is caused by stress relaxation due to excavation, weathering on exposure to the air, especially in clay-rich rocks, or softening of infilling material. A slight opening of fissures will usually be accompanied by small but significant rotation and slipping of rock blocks, sufficient to appreciably reduce the resistance and rigidity of the mass as a whole, even to great distances from the exposed face.

The solution may often be a simple surface treatment :

- gunite or shotcrete (sometimes associated with rock bolts);
- buttresses;
- early covering with soil (to shield the rock against weathering, in the case of embankment dams);
- good slope design.

A) Gunite or Shotcrete

Gunite or shotcrete sprayed onto and tied back into the rock immediately after excavation provide an excellent mechanical support. They also provide protection against weathering.

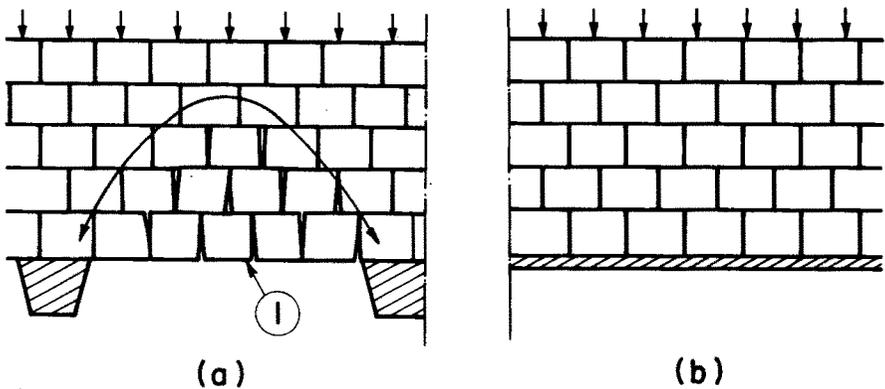
The performance of the technique is based on the notion of *confining effect* holding the rock blocks near the exposed face together so that they can support those farther back, and enable discontinuities to retain their maximum strength.

Since the sprayed-on material covers all the irregularities and plugs joints by penetrating into the smallest surface cracks, it produces a spectacular improvement in the strength of the exposed face. And since it is not overstiff, it can adapt to local strains without rupture.

Shotcrete or gunite surfacings are more effective if the rock face is concave as in tunnels where the technique was first developed. On flat or convex surfaces, reinforcement in the form of even lightweight mesh is fundamentally important.

B) Contreforts

On a aussi mis en œuvre *des contreforts rigides*. Ils paraissent plus résistants qu'un revêtement mince et les forces qu'ils sont capables de supporter peuvent être calculées. Est-ce pour cela que certains ingénieurs leur font confiance? On doit se souvenir cependant que, dans les travaux de surface comme dans les travaux souterrains, les forces sont d'autant plus grandes que le support est plus rigide. Le souci principal des techniques modernes est d'éviter la dégradation progressive de la compacité de la masse rocheuse, qui trouve toujours son origine à la surface libre. Il y a donc un point faible dans le confortement par des unités rigides localisées : la surface laissée sans support entre deux unités n'est pas protégée du tout et peut être le siège d'un desserrement progressif (Fig. 41), à moins qu'elle ne soit couverte par une couche de gunite.



La discussion est cependant ouverte entre les tenants de la protection souple continue et ceux des supports rigides localisés. Quoi qu'il en soit, le projet doit tenir compte, parmi d'autres facteurs, de la déformabilité de la masse rocheuse proprement dite, de sa structure géologique et aussi du programme des travaux.

La théorie des mécanismes est encore à faire. Les ingénieurs sont incapables de présenter un calcul quantitatif de l'interaction entre les charges apportées par le massif rocheux et le renforcement à sa surface. Ils sont par conséquent incapables de justifier les dispositions adoptées dans le projet. Il existe pourtant un certain nombre d'applications réussies; ce qui prouve encore une fois que l'expérience précède souvent la théorie.

C) Recouvrement en matériaux meubles

Une autre méthode de protection contre l'altération des roches, après l'ouverture des fouilles, consiste à les recouvrir de matériaux meubles. Ce procédé n'est, bien entendu, valable que dans le cas de barrages en remblai.

Au barrage de Jatiluhur (Indonésie), barrage en terre et en enrochement avec noyau central en terre, de 100 m de hauteur, la roche de fondation est constituée de shale avec intercalation de lits de grès. Le shale s'altérerait rapidement dès qu'il était

B) *Buttresses*

Rigid buttresses look stronger than thin pneumatic linings and their performance is amenable to calculation; it may be for this reason that some engineers put more trust in them. But rigid systems have to withstand much greater forces, both in surface and underground workings. The main point is to prevent the gradual loss of the compactness of the rock, which is always initiated at a free surface, but rigid, discontinuous buttresses give no support to the rock between them; stress relief can begin in these areas (Fig. 41), unless gunite is used to prevent this.

Fig. 41

Comparison of surface strengthening techniques for jointed rock face: (a) Buttresses; (b) Shotcrete.

Comparaison du confortement de surface d'un rocher fissuré: (a) avec des contreforts; (b) avec du béton projeté.

(1) Zone of loosened rock.

(1) Zone de desserrage des blocs de roche.

Discussion continues between the supporters of continuous flexible linings and rigid individual supports. Whichever process is used, the design must always allow, among other factors, for deformation of the whole rock mass, the geological structure and the sequence of the works.

In the absence of any theoretical explanation of the mechanisms involved, it is impossible to make a quantitative analysis of the interaction between rock loads and surface strengthening. And yet the growing number of successful applications of these methods once again proves that theory often lags behind practice.

C) *Soil Covering*

Another method of protecting rock against weathering when exposed by excavation is to cover it with a blanket of soil. This approach is of course only valid at embankment dam projects.

At Jatiluhur dam (Indonesia), a central core earth and rockfill structure, 100 m high, the foundation rock is shale (claystone), with a few sandstone beds. The shale disintegrated rapidly as soon as it was exposed to air (Hamon, 1966).

exposé à l'air (Hamon, 1966). Sous le noyau, le shale était immédiatement recouvert avec de l'argile humide, compactée à la main. Sous les recharges, la fondation de shale était immédiatement recouverte d'une couche de matériaux fins de filtre, de 1 m d'épaisseur, elle-même recouverte d'une couche de petits enrochements, de 1 m d'épaisseur. Ce procédé était moins cher que l'application d'un béton projeté ou d'une gunite qui, d'après les essais, n'aurait pas été aussi efficace.

D) *Modelage des pentes*

Lors des fouilles d'un barrage ou de ses ouvrages annexes (canal d'évacuateur de crue, prise d'eau), deux méthodes peuvent également être utilisées pour stabiliser un talus dont on craint le glissement :

- a) fouille ou remblaiement aux endroits appropriés;
- b) adoucissement du talus avec ou sans risbermes.

La première méthode nécessite une étude complète de la pente et une évaluation correcte de son degré de stabilité. L'emplacement convenable des charges actives à supprimer au moyen de fouilles ou des charges passives à ajouter au moyen de remblai dépend de la mécanique du glissement potentiel, comme indiqué par Hutchinson (1977). Il faut veiller spécialement à ce que les remblais mis en place au pied de la pente ne modifient pas le réseau de percolation dans la roche, conduisant à une augmentation néfaste des sous-pressions. De même, tout enlèvement de matériaux au sommet du talus ou découpage de risbermes doit être accompagné d'un revêtement de surface et d'un drainage de la plate-forme de façon à éviter la pénétration des eaux de pluie dans les joints du rocher. Plusieurs millions de mètres cubes de matériaux ont été enlevés au barrage de Thissavros (Grèce) pour stabiliser sa rive droite lors de l'exécution des fouilles.

La seconde méthode est parfois la seule efficace. C'est le cas, par exemple, lorsqu'un réseau de diaclases présente un pendage plus plat que la pente naturelle, mais suffisamment raide pour être dangereux dans les zones où il débouche sur la surface du talus. La combinaison de deux familles de joints formant une intersection plus plate que le talus doit aussi être considérée.

La stabilité d'un talus naturel rocheux est souvent menacée par les plates-formes que nécessite l'exécution des travaux. Certaines sont provisoires, comme les routes d'accès au chantier, les chemins de roulement des blondins; d'autres sont permanentes, comme les plates-formes de prise d'eau, les coursiers d'évacuateur de crue, les routes. Dans tous les cas, il est toujours préférable, lorsqu'une excavation coupe un réseau de joints raides, de faire le minimum de fouille et le maximum de remblaiement.

La Fig. 42 montre les cas extrêmes. En A) un important volume de roche consiste en « dalles » sans support; en B) la charge ajoutée F ne compromet pas la stabilité naturelle.

Quelle que soit la méthode utilisée, il importe d'ausculter le talus avec des dispositifs de mesures fiables et précis (par exemple, extensomètres en forages) de façon à prendre des mesures dans le cas d'une évolution dangereuse des mouvements.

Under the core, the shale was immediately covered by wet clay, compacted by hand. Under the rockfill shells, the shale foundation was immediately covered by a layer of fine filter material, 1 m thick, itself covered by another layer of small rocks, also 1 m thick. This procedure was cheaper than guniting or using shotcrete, which, according to tests, were less efficient.

D) *Reshaping of Slope*

Two main methods of stabilization are employed for increasing the stability of a slope which is considered likely to slide :

- a) excavation or filling in the proper locations;
- b) general flattening with or without berms.

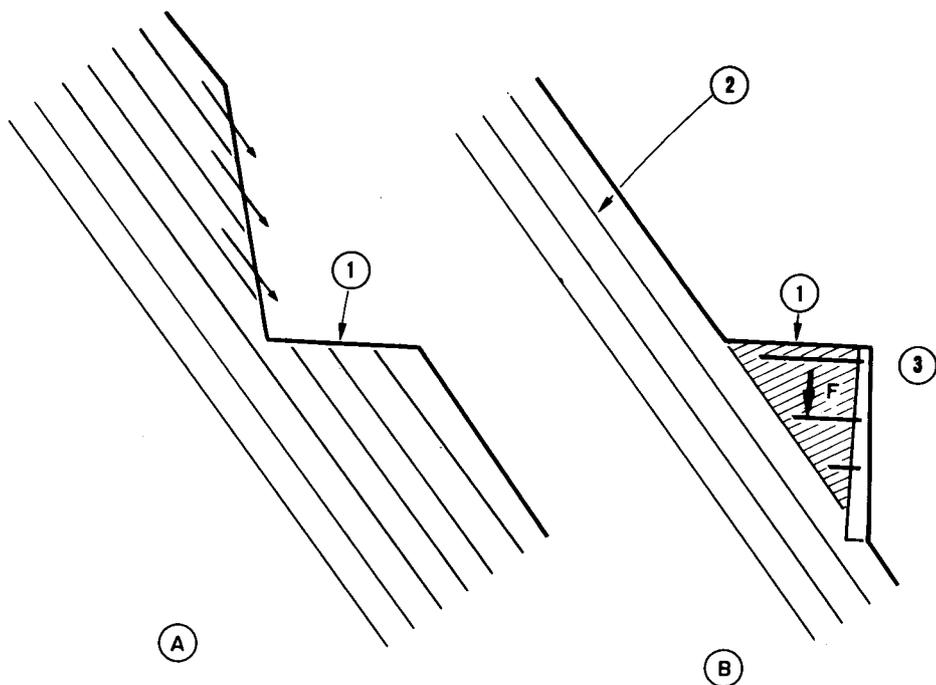
The first method requires a thorough investigation of the slope structure and a correct appraisal of its degree of stability. The proper positioning of removal of active loads by excavations, or addition of passive loads by filling, depends on the mechanics of the potential slide, as shown by Hutchinson (1977). Special care should be taken so that the fills placed at the toe of the slope do not alter the seepage pattern in the rock resulting in a detrimental rise in uplift pressure. Similarly, any removal of material at the head of the slope or cutting of berms should be accompanied by a surface lining and drainage of platforms so as to avoid the ingress of water into the rock joints after rain. Several million cubic metres of materials have been removed at Thissavros dam (Greece) for stabilization of the right bank during excavation.

The second method is sometimes the only efficient one. This is the case, for instance, when a major joint system has a dip flatter than the natural slope surface, but still steep enough to be dangerous where it daylight on the slope face. The combination of two sets giving an intersection flatter than the slope should also be considered.

The stability of a natural rock slope is often threatened by the platforms which have to be created as a requirement of the works. Some of them are temporary, like access roads for the construction or cableway tracks; some are permanent, like intake platforms, spillway chute or roads. In all cases, it is always preferable, whenever there exists a set of steep joints which are undercut by the excavation, to make the minimum of excavation and the maximum of embankment.

Fig. 42 shows the extreme cases. In (A) a large volume of rock consists of "slabs" with no support. In (B) the added load F does not impair the natural stability.

Whatever the method used, it is vital to monitor the slope with reliable and precise instruments (such as extensometers in deep boreholes) so as to be in a position to take the required action in case of undesirable evolution of movements.



E) Remplacement par du béton compacté au rouleau (BCR)

Les progrès récents du béton compacté au rouleau (BCR) permettent une solution économique qui consiste à excaver les masses de roches de qualité insuffisante pour la fondation d'une partie d'ouvrage et à les remplacer par du BCR. Cette technique a été employée avec succès pour fonder des ouvrages annexes : prises d'eau et évacuateurs de crue.

4.1.4. Injections de consolidation

On sait que les propriétés des massifs rocheux fissurés sont dominées par le comportement des discontinuités. On montre facilement, par exemple, qu'une masse rocheuse à matrice très rigide a un module de déformation faible, s'il existe des discontinuités ouvertes, même très fines. La même observation s'applique à la résistance, la surface de rupture d'une masse rocheuse ne coupant que rarement les blocs rocheux. Donc, en injectant les discontinuités, on augmente sensiblement la résistance du massif et surtout sa rigidité. La difficulté est de parvenir à faire pénétrer le coulis dans les discontinuités, pénétration qui comporte de strictes limitations.

Actuellement, il est courant de consolider par injection la fondation des barrages en béton, dans la région où la masse rocheuse a été ébranlée par les tirs. En réalité, l'effet principal de cette injection est probablement d'homogénéiser la déformabilité de la masse rocheuse car, même si les fissures fines naturelles ne sont pas injectées, les zones où se sont ouvertes de larges fissures sont traitées et donc rendues moins déformables.

Fig. 42

Platform on steep slopes.
Plate-forme sur pentes raides.

- | | |
|---------------------|--------------------------------|
| (1) Platform. | (1) <i>Plate-forme.</i> |
| (2) Bedding. | (2) <i>Stratification.</i> |
| (3) Retaining wall. | (3) <i>Mur de soutènement.</i> |

E) *Substitution with Roller Compacted Concrete (RCC)*

Recent advances in roller compacted concrete (RCC) offer an economical solution, which is to remove the rock which is too poor for a sound foundation under some part of the structure and replace it with RCC. It has successfully provided foundations for appurtenant works : intakes and spillways.

4.1.4. Consolidation Grouting

Fissured rock masses have engineering properties that are governed by the behaviour of their discontinuities. It is easy to show for instance that a rock mass with a very rigid matrix has a low modulus of deformation as soon as there are open, even very thin discontinuities. The same applies to strength as the failure of a rock mass only exceptionally cuts through the rock elements. This is why, by grouting solid the discontinuities of a rock mass, one substantially increases its strength and above all its rigidity. The problem however is to succeed in penetrating the discontinuities with grout. There are strict limitations on this penetration.

Yet it is usual to proceed with the consolidation grouting of concrete dam foundations, in a zone where the rock mass has been more or less loosened by blasting. As a matter of fact, the main effect of this grouting is probably to homogenize the rock mass as far as deformability is concerned, because even if the thin natural cracks are not grouted the zones where wide cracks exist are effectively grouted and therefore rendered less deformable.

A) Pénétration du coulis

La plus petite ouverture permettant la pénétration d'un coulis de ciment classique est voisine de 0,2 mm et des fissures de 0,2 mm distantes de un mètre donnent une perméabilité globale de masse d'environ 50 unités Lugeon, c'est-à-dire environ $5 \cdot 10^{-6}$ m/s, dans la direction des fissures (Sabarly, 1968). La conclusion à tirer est qu'il est probablement inutile d'injecter un coulis de ciment, pour consolider, dans des zones où les essais d'eau donnent une absorption inférieure à 50 unités Lugeon. Si l'on veut tout de même injecter, en particulier pour réduire la perméabilité, il faut alors recourir aux gels de silicate. Des coulis chimiques, tels les résines synthétiques, peuvent être utilisés dans une roche très finement fissurée, mais leur prix élevé fait qu'ils restent réservés à des cas exceptionnels.

Deux méthodes se présentent pour améliorer la pénétration du coulis. L'une consiste à laver les fissures avec de l'air et de l'eau sous pression, lorsqu'elles contiennent des matériaux de remplissage. Les résultats sont souvent décevants : l'action d'érosion est limitée aux canalicules étroits; ou aucune érosion n'est obtenue, même en utilisant des produits chimiques tels que le bicarbonate.

On peut cependant donner comme exemple le barrage d'Alcantara (Espagne) du type poids évidé, de 130 m de hauteur (Navalon *et al.*, 1991). Le traitement fut exécuté sur des groupes de 35 trous au moins (rectangle de 7×5 trous). Le nettoyage des fissures commençait par l'injection d'eau et d'air dans les trous des rangées impaires, les trous des rangées paires restant ouverts. Lorsque l'eau sortait claire (moins de 0,5 g/l), l'opération était intervertie sur les rangées. Le lavage était parachevé par deux cycles successifs supplémentaires. La roche était une formation schisteuse avec pendage subvertical.

L'adoption de pressions d'injection élevées, qui est la seconde méthode, n'est pas possible très près de la surface du sol. Le soulèvement du rocher par la pression d'injection est cependant limité du fait que la pression s'applique sur une surface réduite. C'est la raison pour laquelle il est possible d'utiliser des pressions dépassant largement celle correspondant à l'épaisseur de terrain. Une injection sous haute pression nécessite un contrôle rigoureux des absorptions, de façon à s'assurer que la surface sous pression est réellement limitée.

Mais la pratique courante est d'exécuter l'injection de consolidation de l'étage supérieur après que le barrage en béton ait atteint une hauteur d'au moins 10 m. Pour les barrages en remblai, un procédé identique a été parfois adopté (hauteur de remblai suffisante pour équilibrer la pression d'injection). Cependant, deux risques se présentent, exigeant une attention particulière : excès de pénétration de coulis conduisant à un colmatage des filtres et drains, fracturation hydraulique du noyau ou du contact avec le rocher. Exceptionnellement, la couche supérieure est excavée après l'injection de consolidation et avant le bétonnage. Au barrage d'Alcantara, la couche supérieure de 7,50 m fut enlevée (Castillo, 1974).

B) Méthode d'injection de consolidation

Les trous couvrent toute la surface de la fondation pour un barrage en béton et, s'il y a lieu, toute la surface sous le noyau d'un barrage en remblai. Ils sont souvent mis en place selon un quadrillage à l'espacement d'environ trois mètres. L'expérience montre qu'il y a intérêt à réduire cet espacement. Des forages inclinés sont préférables quand l'un des réseaux de fracturation est vertical : la direction à

A) Grout Penetration

The smallest opening allowing the penetration of cement grout is about 0.2 mm, and fissures 0.2 mm wide 1 m apart give a global permeability of the rock mass of about 50 Lugeon units, i.e. $5 \cdot 10^{-6}$ m/s in the direction of the fissures (Sabarly, 1968). The conclusion which must be drawn is that it is probably useless to inject cement grout for consolidation purposes in areas where water tests reveal a take of less than 50 Lugeon units. Chemical grouts such as silica gels or synthetic resins can be used in finely fissured rock, although the cost of the latter means that they are kept for really exceptional cases.

Two possibilities are offered for improving the penetration of grout. One is to wash the cracks by air and water under pressure when infilling materials are present. The result is often disappointing; either the erosive action is restricted to narrow channels, or no erosion at all can be achieved, even using chemicals such as bicarbonate.

However, the case of Alcantara hollow gravity dam (Spain), 130 m high, should be mentioned (Navalon *et al.*, 1991). The treatment was performed on groups of at least 35 holes (a rectangle of 7×5 holes). Washing began with the injection of water and air through the holes in the odd numbered rows, the holes in the even numbered rows being kept open. When water was flowing out clear (less than 0.5 g/l), the two types of rows were reversed. Washing was completed by two more successive cycles. The rock was a formation of schist with a subvertical dip.

The use of high grouting pressure, which is the second method, is not possible near the free surface of the ground. The effect of heaving of rock by grout pressure is limited, however, by the restricted area on which this pressure is applied. That is why it is practicable to use pressures well in excess of the ground vertical pressure. High pressure grouting calls for a strict control of the grout absorption so as to make sure that the area under pressure is actually limited.

But the usual practice is to proceed with the consolidation grouting of the top stage after the concreting of the dam has started over a height of at least 10 m. In embankment dams similar practice has been sometimes used (enough height of fill to counterbalance the grouting pressure). However, two risks are then faced, requiring special caution: excess penetration of grout resulting in clogging of filters and drains, and hydraulic fracturing of core or contact with rock. Exceptionally, the top layer is excavated after consolidation grouting and prior to concreting. At Alcantara Dam, the top 7.50 m were removed in that manner (Castillo, 1974).

B) Procedure for Consolidation Grouting

The holes cover the whole surface of the foundation for a concrete dam and, when it is used, the rock at the base of the core for an embankment dam. They are often arranged in a square grid, at about 3 m spacing. Special geologic features required a local reduction of this spacing. Inclined holes are preferred when one of the fracture sets of the site is vertical. The most efficient direction of holes is easily

donner aux trous est facilement déterminée sur un diagramme polaire indiquant l'orientation de tous les réseaux de fractures et leur type (épaisseur, remplissage, etc.).

Lorsque les injections sont exécutées sur l'ensemble de la zone de contact d'un barrage en béton ou du noyau d'un barrage en remblai, la mise en place du béton ou du remblai se trouve retardée. Aussi, est-il avantageux de prévoir une *galerie d'injection périmétrale* dans ou sur la fondation rocheuse, à partir de laquelle seront forés des éventails de trous d'injection vers la zone de contact du barrage en béton ou du noyau du remblai. On peut également bénéficier du contreponds offert par le barrage, ce qui facilite les injections. Une telle galerie permet aussi de revenir effectuer, s'il y a lieu, des reprises d'injection. La galerie périmétrale présente aussi les mêmes avantages pour l'exécution des injections du rideau d'étanchéité des fondations (paragraphe 4.3.5. ci-dessous).

Il est courant de limiter la profondeur des injections de consolidation à environ dix mètres pour des barrages ordinaires et vingt mètres pour des barrages très hauts. C'est le cas, par exemple, du barrage de Chirkey, voûte de 230 m de hauteur en URSS (Kotyl'skii *et al.*, 1976), où la consolidation a été exécutée sur vingt mètres de profondeur. La roche est du calcaire avec des intercalations de marne et d'argile. Un volume de roche de 754 000 m³ a été consolidé à l'aide de 80 000 m de forages.

Au barrage d'Alcantara (Castillo, 1974), on a traité 1 435 000 m³ de roche à l'aide de 127 000 m de forages.

Coulis et pression d'injection sont liés : plus le coulis est visqueux et plus la pression admissible peut être forte. L'utilisation de coulis faiblement dosés (jusqu'à vingt parties d'eau pour une partie de ciment, en poids) était courante dans le passé, surtout chez les Anglo-Saxons, mais une tendance générale accepte aujourd'hui l'emploi de coulis beaucoup plus riches, injectés à des pressions élevées. Un coulis à un pour un peut être injecté sans risque dans des fissures minces à des pressions supérieures à la contrainte naturelle verticale.

Peu d'essais de vérification des effets de l'injection de consolidation ont été publiés. Il semble que la méthode la plus fiable soit la mesure de célérité des ondes en sismique-réfraction, mesure peu coûteuse donnant un résultat global qui ne peut être obtenu par des essais au vérin.

On peut également utiliser les contrôles par sismique entre forages, en tirant parti d'autres paramètres que la célérité des ondes, en particulier leur spectre de fréquence qui est très nettement modifié par le traitement d'injection.

4.1.5. Cas des barrages en remblai

Les barrages en remblai posent un problème particulier du fait de leur sensibilité à l'érosion interne. Or, la zone de contact des remblais avec la fondation, dans le fond des fouilles, est particulièrement critique de ce point de vue.

Le contact du noyau d'étanchéité d'un barrage en remblai avec une fondation rocheuse nécessite, en particulier, une très grande attention. Après l'exécution des fouilles et avant la mise en place des terres du noyau, il importe d'éliminer toutes les irrégularités éventuelles de la surface d'excavation, spécialement les saillies

determined on a polar diagramme giving the orientation of all sets of fractures and their type (thickness, infilling, etc.).

When the whole contact area of a concrete dam or embankment dam core is to be grouted, it delays concrete and fill placement activities, and it may be advantageous to plan a *grouting peripheral gallery* in or on the foundation from which fans of holes can be drilled and grouted to treat the concrete or core contact area. The weight of the overlying dam may also improve grouting conditions. Regroutting is also possible from the gallery. The grouting gallery has the same advantages for constructing the grout curtain in the foundation (section 4.3.5. below).

It is common to limit the depth to about 10 m for ordinary dams and 20 m for high dams. That is the case for instance at Chirkey dam in USSR (Kotyl'skii *et al.*, 1976) where the consolidation grouting of the arch dam, 231 m in height, was carried out to a depth of 20 m. The rock is limestone with interbedded layers of marl and clay. The volume of rock consolidated by grouting was 754 000 m³, using 80 000 m of drill holes.

At Alcantara dam, the volume of treated rock was 1 435 000 m³ using 127 000 m of drill holes (Castillo, 1974).

There is a relationship between grout mix and pressure. A viscous grout is suitable for higher pressures. Lean mixes (up to twenty parts water for one part cement, by weight) used to be common, especially in English-speaking countries, but the generally accepted trend today is towards much higher cement content grouts which are injected at high pressures. A 1:1 mix can be injected into fine cracks without danger at higher pressures than the natural vertical stress.

There is little published data on control tests on the effects of consolidation grouting. The most reliable method would appear to be measurement of refracted seismic wave velocity, which is cheap and yields integrated results not accessible to plate bearing tests.

Cross-hole seismic methods are also used, looking at parameters other than wave velocity, such as the frequency spectrum which is significantly altered by the grouting treatment.

4.1.5. Embankment Dams

Embankment dams raise the particular problem of their sensitivity to internal erosion. A critical zone from this viewpoint is the interface between the fill and the foundation, at the bottom of the excavation.

Careful attention must be given to the contact between the core of an embankment dam and the rock foundation. After completion of excavation but before placing fill, all irregularities on the excavated surface must be smoothed, especially rock projections which might encourage erosion by preventing intimate

rocheuses pouvant être à l'origine d'érosion par suite d'un mauvais contact noyau-rocher; les trous seront comblés par du béton. A ce sujet, l'utilisation du prédécoupage pour l'exécution des fouilles du noyau est recommandée.

Un problème délicat se pose quand le remblai, en particulier le noyau, est fondé sur une roche fissurée. L'eau en charge s'écoule par les fissures ouvertes à proximité de la surface, juste sous le remblai, et sa vitesse peut être assez grande pour éroder le matériau du noyau. De plus, la possibilité de développement de fortes pressions sous les recharges aval doit être examinée et contrôlée.

L'injection ne suffit pas à boucher les fissures qui existent habituellement près de la surface. Tandis que l'injection est efficace dans le cas des barrages en béton, si elle est exécutée sous une certaine charge de béton, il n'est pas recommandé d'utiliser la même technique sous un remblai. La pression tendrait à forcer le coulis entre la surface du rocher et le noyau, suivant les lignes de moindre résistance, plutôt que dans les fissures superficielles de la roche. Une tranchée parafouille étroite a été utilisée quelquefois, mais ce n'est généralement pas la bonne technique à employer dans la roche. La rupture du barrage de Teton (1976) et le début de rupture du barrage de East Branch (1957) aux États-Unis en témoignent (Fetzer, 1977). Si, cependant, on employait cette technique pour des raisons particulières, on devrait prendre de grandes précautions quant au choix du matériau de remblai, au traitement de la surface de la roche et à la mise en place de filtres pour maîtriser les conséquences redoutables de la fracturation hydraulique du noyau.

Le meilleur moyen connu pour réaliser un contact étanche entre le noyau et la roche est de *boucher toutes les fissures ouvertes* au béton ou au mortier. On peut le faire à la main, mais il est préférable d'employer la gunite ou le béton projeté.

De plus, même si les fissures sont convenablement colmatées, il est recommandé d'adopter un matériau non érodable pour le noyau, au moins dans la zone de contact avec le rocher de fondation (argile plastique).

Cependant, comme pour le remblai lui-même, le fait qu'il subsiste toujours un danger d'érosion, par suite d'un défaut local invisible ou d'une main-d'œuvre négligente, exige la protection fondamentale offerte par les *filtres*. La surface de contact du remblai avec une roche à fissures ouvertes doit être couverte par un filtre à l'aval du noyau, et plus particulièrement le parement aval du noyau. La Fig. 43 montre des dispositions qui devraient être toujours mises en œuvre.

Le filtre sous la recharge aval n'est cependant pas nécessaire dans des sites où la roche fissurée n'est pas érodable et où la recharge est constituée de matériaux très perméables.

La granulométrie du filtre doit satisfaire aux conditions habituelles relatives à la dimension des ouvertures dans la roche et à la granulométrie des matériaux du remblai. Il peut être nécessaire de mettre en place plusieurs couches.

Pour surveiller le débit de percolation et l'érosion qui peut en résulter sous un remblai, il est recommandé d'avoir une *galerie* courant à faible profondeur dans la fondation tout au long du noyau. Une telle galerie permet de reconnaître entièrement la fondation, de faire des mesures fiables (débit et charge piézométrique) et d'engager avec le maximum d'efficacité d'éventuels travaux correctifs.

contact between the rock surface and the core; holes and depressions must be filled with concrete (dental treatment). The use of presplitting technique for the core excavation is recommended in this respect.

There is a delicate problem when the embankment, and particularly its core, is founded on fissured rock. The water seeping through the fissures of the rock, under the head created by the reservoir, finds an easy path through the open fissures near the surface, just under the embankment, and its velocity can be high enough so as to *erode the core material*. In addition, the possibility of build-up of high pressure under the downstream shell must be investigated and controlled if necessary.

Grouting is not sufficient for closing the numerous cracks which are usually present near the surface. Whereas grouting is efficient in the case of a concrete dam, provided it is carried out under a certain weight of concrete, it is not advisable to use the same technique under an embankment. Pressure would push the grout between the rock surface and the fill, in directions of least resistance, rather than into the superficial cracks of the rock. A narrow cut off trench has sometimes been used, but it is considered here that generally it is not a proper technique in rock. The failure of Teton dam (1976) and the near failure of East Branch dam (1957), in USA, are ample evidence of this (Fetzer, 1977). Should this technique be used however, for very specific reasons at a given site, great care would have to be taken in the choice of the backfilling material, treatment of the rock surface and placement of filters at the contact so as to inhibit the detrimental effects of hydraulic fracturing of the core.

The best means of making a watertight contact between core and rock is to *plug all open cracks* with cement or mortar. This can be done by hand or better by guniting (or shotcreting).

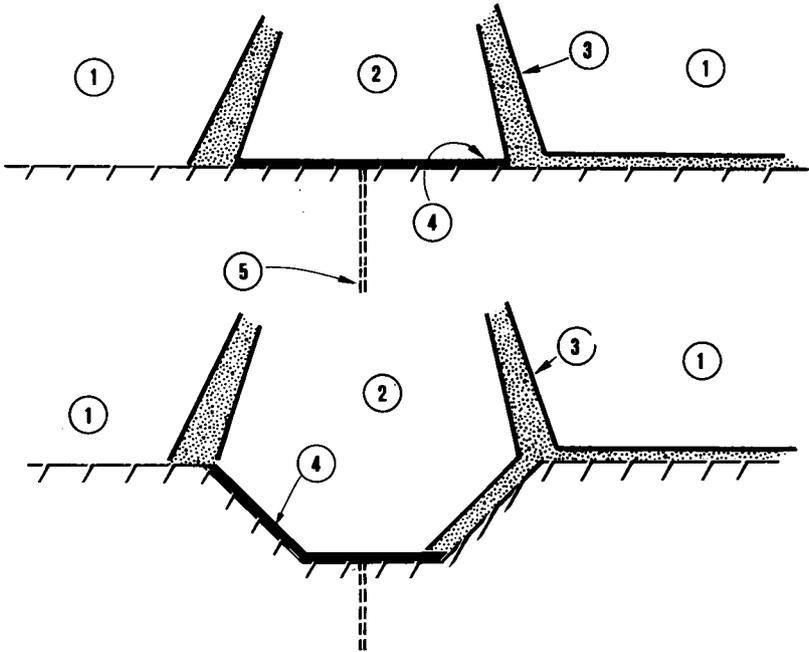
At any rate, even if the cracks are properly coated, it is recommended to use a non erodible material for the core, at least in the vicinity of the contact with the foundation rock (plastic clay).

However, as for the embankment proper, the slightest possibility of erosion which remains through a local defect (invisible local weakness, careless workmanship) calls for the basic protection offered by *filters*. The whole of the embankment contact with an open-fissured rock must be covered with a filter downstream of the core, and the downstream face of the core more particularly. Fig. 43 gives typical arrangements which should always be applied.

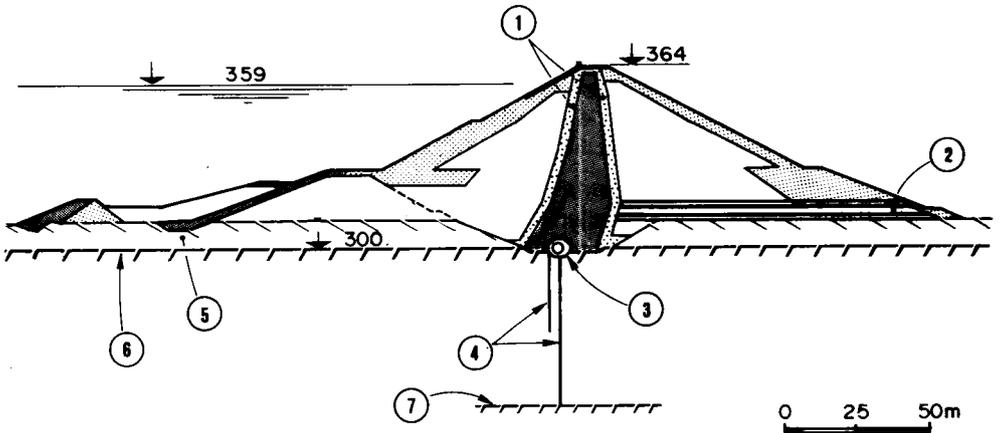
The filter under the downstream shell is not required, however, on sites where the open fissured rock is obviously non erodible and the shell is made of very pervious material.

The grading curve of the filter material has to satisfy the conventional requirements in terms of size of openings in the rock and grading curves of the embankment materials. It may be necessary to use several layers.

For the surveillance of seepage flow and resulting possible erosion under an embankment, it is advisable to build a *gallery*, running at shallow depth in the rock foundation all along the axis of the core. The gallery enables the engineer to thoroughly recognize the foundation conditions, to make reliable measurements (leakage discharge and piezometers) and to carry out any required corrective work with the maximum of efficiency.



Dans certains cas, une *galerie en béton* placée dans une tranchée au fond de l'excavation (Fig. 44) a remplacé avec succès une galerie souterraine. Le prédécoupage est recommandé pour le creusement de cette tranchée.



Tous les projeteurs, notamment américains, ne sont pas partisans de la galerie. On rappellera seulement que la galerie a permis d'intervenir efficacement pour

Fig. 43

Embankment dams - Control of erosion at the contact between the core and the rock foundation.

Barrages en remblai - Maîtrise de l'érosion au contact entre le noyau et la fondation rocheuse.

- | | |
|------------------------------------|--|
| (1) Shell. | (1) <i>Recharge.</i> |
| (2) Core. | (2) <i>Noyau.</i> |
| (3) Filter. | (3) <i>Filtre.</i> |
| (4) Contact treatment with cement. | (4) <i>Traitement du contact (ciment).</i> |
| (5) Grout curtain. | (5) <i>Écran d'injection.</i> |

In some cases a *concrete gallery* placed in a cut at the bottom of the excavation (Fig. 44) has been successfully used instead of an underground gallery. Presplitting techniques are recommended for the execution of the cut.

Fig. 44

Gréoux embankment dam (France) - Concrete gallery under core.

Barrage en remblai de Gréoux (France) - Galerie en béton sous le noyau.

- | | |
|----------------------------------|--|
| (1) Filter. | (1) <i>Filtre.</i> |
| (2) Drain. | (2) <i>Drain.</i> |
| (3) Concrete gallery under core. | (3) <i>Galerie en béton sous le noyau.</i> |
| (4) Grout curtain. | (4) <i>Écran d'injection.</i> |
| (5) Alluvium deposit. | (5) <i>Dépôt alluvial.</i> |
| (6) Limestone. | (6) <i>Calcaire.</i> |
| (7) Marly limestone. | (7) <i>Calcaire marneux.</i> |

Not all designers favour a gallery, especially in the United States. But it provided an effective means of remedying leakage when filling Gréoux (France),

corriger des défauts d'étanchéité lors de la mise en eau des barrages de Gréoux (France), d'Ait Adel (Maroc) et de Saddam Hussein (Irak), alors que les accidents des barrages de Fontenelle et de Teton aux États-Unis se sont produits sur des barrages sans galerie.

4.2. RENFORCEMENT DES FONDATIONS

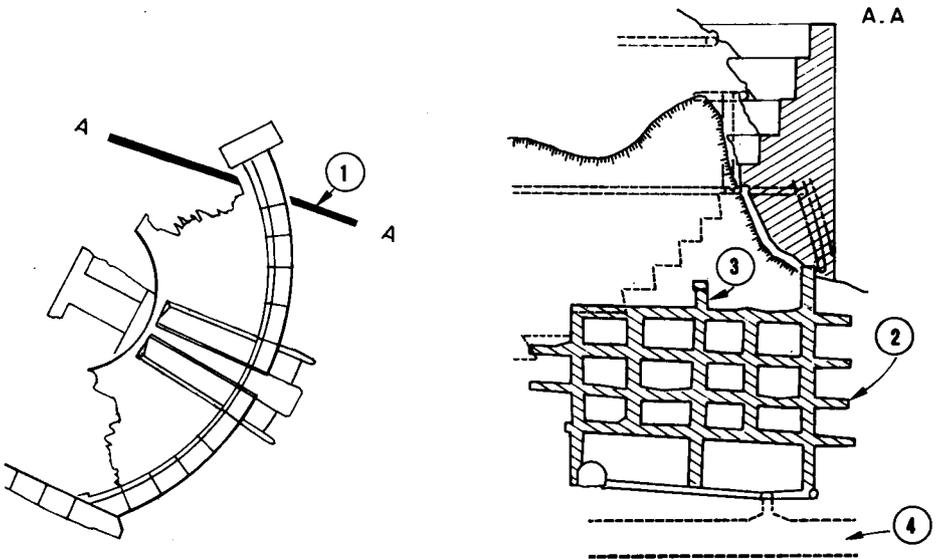
4.2.0. Introduction

Une fois reconnue une faiblesse mécanique de la fondation, il est fréquent qu'on s'en accommode en appliquant les renforcements nécessaires. De très nombreux cas de tels renforcements montrent qu'on peut en toute sécurité construire un barrage sur une fondation ayant de graves défauts. L'important est d'avoir détecté ces défauts, d'adapter l'ouvrage en conséquence, de prévoir les dépenses correspondantes et de mettre en œuvre les traitements appropriés. En voici quelques exemples.

4.2.1. Traitement des failles - Curage et bétonnage

L'existence de fractures majeures et de failles dans un site n'est pas en soi une raison suffisante pour ne pas construire un barrage, même si cela entraîne des problèmes sérieux. En fait, il existe peu de sites sans problème de cette sorte et on connaît de nombreux cas de traitement de failles parfaitement réussi.

Le traitement normal, quand on a affaire à des matériaux meubles de remplissage ou à des vides ouverts, consiste à nettoyer ces vides et à les remplir par du béton mis en place, soit à la main, soit par injection.



Ait Aadel (Morocco) and Saddam Hussein (Iraq) dams, whereas the accidents at Fontenelle and Teton (USA) involved dams without a gallery.

4.2. FOUNDATION STRENGTHENING

4.2.0. Introduction

If the foundation is recognized as being mechanically weak, it can often be suitable after strengthening. The very many successful examples of this indicate that it is quite safe to build a dam on a seriously defective foundation. What is important is to detect the defects, amend the design accordingly, budget for the associated cost and apply appropriate treatment. A few examples follow.

4.2.1. Treatment of Faults - Excavation and Concreting

The existence of major joints and faults at a site is not in itself sufficient reason for not building the dam, even if they involve occasional serious problems. In fact, there are very few dam sites free from such features and there are a number of cases of successful treatment of major joints and faults.

Normal practice with soft infilling materials and open voids is to clean them out and use a concrete backfill, placed either by hand or by grouting.

Fig. 45

Monteynard arch dam (France)
Right bank fault treatment.

*Barrage-voûte de Monteynard (France).
Traitement de l'accident géologique rive droite.*

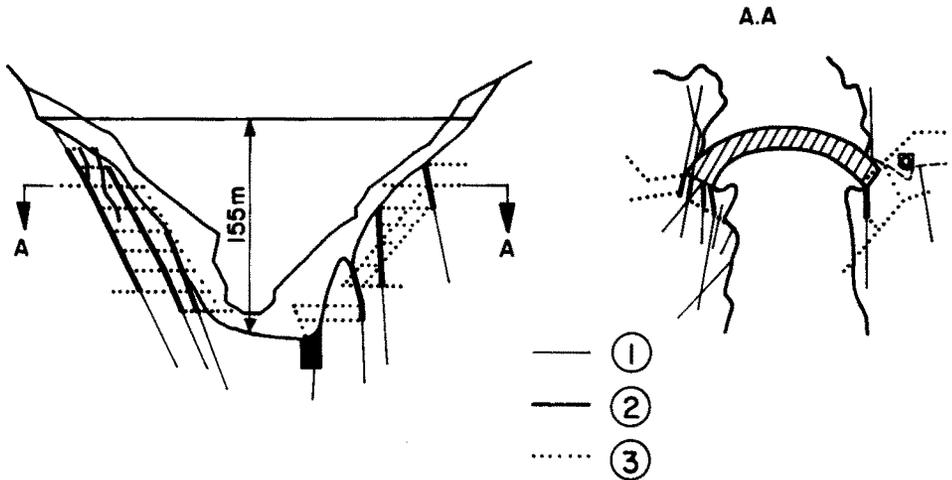
- (1) Fault.
- (2) Adits.
- (3) Shafts.
- (4) Access gallery.

- (1) *Accident géologique (cassure ouverte).*
- (2) *Galleries.*
- (3) *Puits.*
- (4) *Galerie d'accès.*

Il n'est pas toujours nécessaire de le faire sur toute la surface des fractures ou des failles. Le bétonnage d'un réseau rectangulaire de galeries et de puits dans le plan d'une grande cassure verticale au barrage-voûte de Monteynard, en France, est l'exemple d'un traitement partiel tout à fait réussi (Favre d'Arcier et Conte, 1964). La Fig. 45 montre la disposition adoptée, avec des puits et des chambres laissés ouverts après le bétonnage pour l'installation de pendules et d'extensomètres. Cette auscultation n'a pas constaté de mouvement significatif depuis le premier remplissage de la retenue en 1962. Pour ce travail, on a dû employer 3 000 m³ de béton.

Ce type de traitement a été utilisé depuis lors en de nombreux endroits, notamment au barrage de Longyangxia, Chine, voûte de 180 m de hauteur (Shi Ruifang *et al.*, 1991).

Au barrage de Nagawado (Japon), le bétonnage de plusieurs failles dans l'appui du barrage-voûte (Fig. 46) conduisit à la mise en place de 20 000 m³ de béton (Fujii, 1970). L'extraction des matériaux de remplissage et des parties de roches broyées et altérées fut exécutée à l'aide d'un jet d'eau à très haute pression (10 MPa) de façon à éviter l'usage d'explosifs qui auraient pu ébranler le massif.



Au barrage de Gökcekaya en Turquie (Ozis et Kocak, 1977), la voûte de 116 m de hauteur est fondée sur des schistes métamorphiques contenant de la serpentine dans les plans de failles. Deux failles majeures furent découvertes dans la fondation, l'une à la partie supérieure de l'appui rive droite, dirigée de l'amont vers l'aval, l'autre dans l'alignement du barrage, montant de la rivière jusqu'à la partie haute de l'appui gauche (Fig. 47). Les deux failles ont été excavées, celle de droite à l'aide de puits inclinés jointifs et celle de gauche par des galeries horizontales superposées. Chaque puits ou galerie était bétonné avant creusement du suivant. Dans les deux failles, la longueur horizontale traitée a atteint environ 50 m et il a fallu couler 45 000 m³ de béton.

It is not always necessary to do this over the whole area of the joints or faults. The concreting of a rectangular pattern of adits and shafts located in the plane of a large vertical joint at Monteynard arch dam, France, is an example of a successful partial treatment (Faivre d'Arcier and Conte, 1964). Fig. 45 shows this arrangement and the shafts and chambers left open after concreting for the installation of pendulums and extensometers. This monitoring has detected no significant movement since the time of first filling of the reservoir, 30 years ago. This work required the use of 3 000 m³ of concrete.

This type of treatment has been used at many places since then, such as at Longyangxia arch dam, 180 m high, in China (Shi Ruifang *et al.*, 1991).

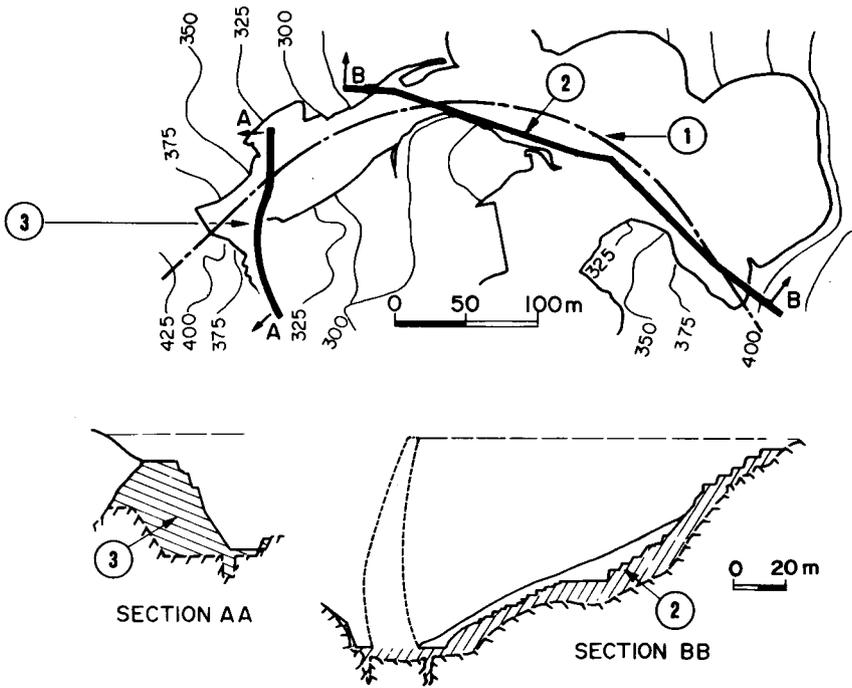
The quantity of concrete was more at Nagawado dam, Japan (Fig. 46), where 20 000 m³ was placed in several faults in the arch dam abutment (Fujii, 1970). There the excavation of the infilling and crushed rock debris was carried out by jetting out at very high pressure (10 MPa) so as to avoid the detrimental effects of explosives on the foundation rock.

Fig. 46

Nagawado arch dam (Japan). Concreted faults (Fujii, 1970).
Barrage-voûte de Nagawado (Japon). Failles bétonnées (Fujii, 1970).

- | | |
|--|---|
| (1) Faults. | (1) <i>Failles.</i> |
| (2) Excavation and concrete in faults. | (2) <i>Zones curées puis bétonnées.</i> |
| (3) Adits. | (3) <i>Galleries.</i> |

At Gökcekaya dam, Turkey (Ozis and Kocak, 1977), the arch, 116 m in height, is founded on a formation of metamorphic schists, with serpentine in the fault planes. Two major faults were discovered in the foundation. One is located at the upper part of the right abutment, in a direction from upstream to downstream, the other one follows the dam axis from the river up to the top of the left abutment (Fig. 47). Both faults were excavated by successive inclined shafts (right bank) or successive horizontal adits (left bank), each shaft or adit being concreted prior to excavating of next one. In both faults the maximum horizontal depth of treatment was about 50 m. A total of 45 000 m³ of concrete was used.



Le barrage de Mansour Eddahbi, sur la rivière Draa (Maroc), a été terminé en 1973 (Smul'skii et Sitnin, 1974). Une faille plane inclinée (20° à 50°), située dans un éperon rocheux étroit servant d'appui rive gauche pour le barrage-voûte, posait un problème difficile de stabilité. Les essais en laboratoire indiquaient que les brèches présentes dans la faille avaient un angle de frottement de seulement 22° et n'avaient pratiquement pas de cohésion. On décida de remplir cette faille de béton après l'excavation dans la zone proche du barrage. Un fait intéressant est que, contrairement aux exemples précédents, le traitement a été exécuté depuis l'intérieur de la masse rocheuse, en utilisant des puits et des galeries, de façon à ne pas interférer avec les travaux des fouilles et du bétonnage du barrage. La Fig. 48 donne une représentation schématique des travaux. L'excavation avait une largeur de 1,50 m à 2 m et le remplissage nécessita 700 m^3 de béton. Des trous, d'une longueur totale de 3 000 m, furent forés pour les injections de consolidation autour de la zone traitée.

Le plus grand traitement de faille connu à ce jour est le bétonnage de la faille majeure présente dans la rive droite du barrage-voûte d'Inguri, en URSS, de 270 m de hauteur. Cette faille a dix mètres d'épaisseur. L'excavation s'étend sur plusieurs milliers de mètres carrés. Ce traitement a consommé $65\,000 \text{ m}^3$ de béton.

Le bétonnage de failles pose des problèmes difficiles de projet et de calcul. Les modules du béton sont plus élevés que ceux du massif rocheux, aussi bien en compression qu'en cisaillement. Il est donc inévitable que le bétonnage d'une zone locale crée une concentration de contraintes et le risque principal est celui d'une rupture progressive de la roche le long du remplissage en béton. Là, à nouveau, la

Fig. 47

Gökcekaya arch dam (Turkey) - Fault treatment.
Barrage-voûte de Gökcekaya (Turquie) - Traitement des failles.

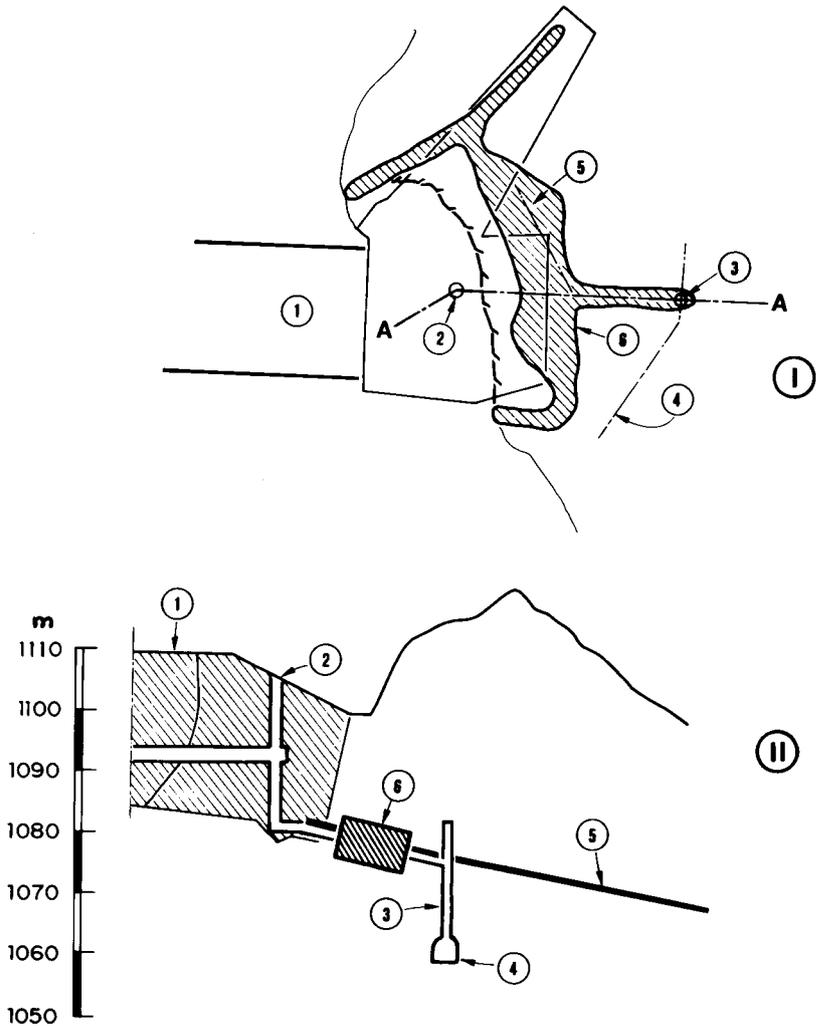
- | | |
|-----------------------|--------------------------------|
| (1) Dam axis. | (1) <i>Axe du barrage.</i> |
| (2) Left bank fault. | (2) <i>Faille rive gauche.</i> |
| (3) Right bank fault. | (3) <i>Faille rive droite.</i> |

Mansour Eddahbi dam was completed in 1973 across the Draa River in Morocco (Smul'skii and Sitnin, 1974). A rather difficult problem of stability was raised by a flat dipping fault (20° to 50°) located in a narrow spur of rock serving as left abutment for the arch dam. It was found out in the laboratory that the breccia present in the fault had friction angle of only 22° and practically no cohesion. It was decided to fill this fault with concrete after excavation in the zone near the dam. An interesting feature is that, contrary to the previous examples, the treatment was done from inside the rock mass, using shafts and adits, so as not to interfere with the surface works under way for the dam excavation and concreting. Fig. 48 gives a schematic drawing of the works. The excavation was 1.50 m to 2 m thick and the backfilling required 700 m^3 of concrete. A total of 3 000 m of hole was drilled for consolidation grouting around the treated zone.

The most extensive treatment of fault known today is probably the concreting of the major fault in the right bank at Inguri dam in USSR, 270 m high. The thickness of this vertical fault is 10 m, and the excavation covers an area of several thousand m^2 , resulting in about $65\,000 \text{ m}^3$ of concrete.

The concreting of faults brings about difficult design and analysis problems. The moduli of concrete are higher than those of rock masses both in compression and shear. It is therefore unavoidable that concreting a restricted zone will create concentration of stresses. The main risk is of progressive failure of rock along the concrete backfill. Here again monitoring is the only answer for maintaining the

surveillance par auscultation est le seul moyen de s'assurer de la sécurité réelle du système. Le clavetage de failles par des galeries bétonnées est de plus en plus utilisé (Navalon *et al.*, 1991, Hasegawa *et al.*, 1991, Hatton *et al.*, 1991).



4.2.2. Armature des roches par de l'acier

L'idée d'utiliser des armatures d'acier pour renforcer les massifs rocheux est très logique, à l'image de ce qui se fait pour le béton. Les deux principes utilisés dans le béton sont aussi utilisés dans la roche : l'acier « passif » comme dans le béton armé, l'acier « actif » comme dans le béton précontraint (Fig. 49).

safety of the abutment. Fault stabilization (keying) by driving a concrete lined tunnel along the fault is being increasingly used (Navalon *et al.*, 1991, Hasegawa *et al.*, 1991, Hatton *et al.*, 1991).

Fig. 48

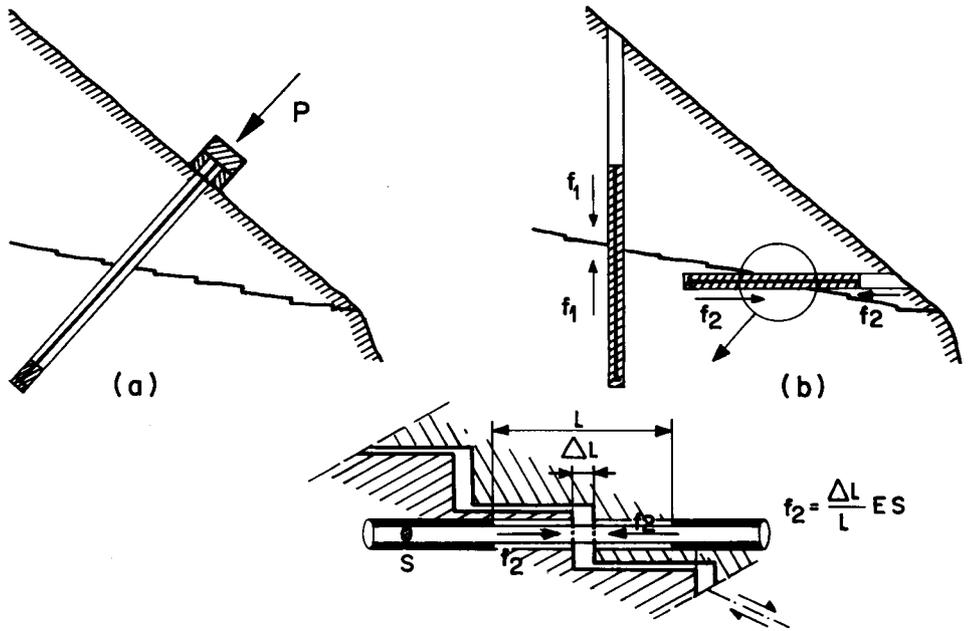
Mansour Eddahbi arch dam (Morocco) - Left bank fault treatment.

Barrage-voûte de Mansour Eddahbi (Maroc) - Traitement de la faille rive gauche.

- | | |
|-------------------------|----------------------------------|
| (I) Horizontal section. | (I) <i>Coupe horizontale.</i> |
| (II) Vertical section. | (II) <i>Coupe verticale.</i> |
| (1) Arch dam. | (1) <i>Barrage-voûte.</i> |
| (2) Shaft. | (2) <i>Puits.</i> |
| (3) Access shaft. | (3) <i>Puits d'accès.</i> |
| (4) Access adit. | (4) <i>Galerie d'accès.</i> |
| (5) Fault. | (5) <i>Faille.</i> |
| (6) Concrete filling. | (6) <i>Remplissage en béton.</i> |

4.2.2. Reinforcement of Rock with Steel

The idea of using steel reinforcement in rock masses is a logical development from concrete technology, and like in concrete the reinforcement can be either « passive » (as in ordinary reinforced concrete) or « active » (as in prestressed concrete) (Fig. 49).



Deux raisons principales interdisent cependant de pousser l'analogie jusqu'au bout avec le béton armé ou le béton précontraint :

a) le massif rocheux est un milieu discontinu, dont les surfaces de séparation ont une résistance nulle à la traction et souvent une faible résistance au cisaillement;

b) l'acier ne peut être mis en place dans le massif rocheux, ni à l'endroit optimal (du fait des difficultés d'accès), ni au meilleur moment (avant toute mise en charge).

La théorie de la *roche armée* n'est pas encore bien établie. De nombreuses mesures en laboratoire et en place commencent à éclairer quelque peu le comportement qui se révèle complexe. Cependant, l'existence de nombreux succès sur des fondations ou des talus montre que nous disposons là d'un moyen puissant pour accroître la stabilité et la résistance des massifs rocheux. Dans un grand nombre de cas, il apparaît que l'efficacité du procédé est due à un simple effet de *confinement*, comme pour le boulonnage en tunnel, qui s'oppose aux pertes de résistance en limitant les déformations.

A) Discussion sur le choix entre aciers actifs et aciers passifs

Il n'y a pas de base théorique certaine pour faire le choix entre aciers passifs et aciers actifs. C'est la raison pour laquelle les opinions sur les mérites relatifs de ces deux procédés sont diverses.

Fig. 49

Reinforcement with steel. General principle.
Armature avec de l'acier. Schémas.

(a) Prestressed cable.

(a) *Câble précontraint.*

(b) "Passive" anchor bars.

(b) *Barres d'acier « passif ».*

There are however two reasons why the analogy cannot be carried too far :

a) rock is a discontinuous medium, the joints of which have no tensile strength and often a very low shear strength;

b) steel reinforcement cannot be installed in the rock mass at the best places (because of access difficulties) or at the proper time (before any loading takes place).

The theory of *reinforced rock* has not yet been developed, although a number of laboratory and field measurements are starting to throw some light on its complex behaviour. However, the fact that much successful treatment of foundation and slopes has been achieved shows that the designers have in hand a powerful means for increasing the stability and strength of rock masses. In a large number of cases it appears that the effectiveness of the process is due to a simple *confinement* effect, the same as in tunnel bolting, which prevents loss of strength by limiting the deformation. Examples of typical applications of the method will be given in the following paragraphs.

A) *Discussion on Passive vs Active Steel Reinforcement*

There is no reliable theoretical basis for choosing between passive and active steel, a reason why opinions still differ widely amongst designers on the relative merits of both processes.

Il est plus facile de connaître les forces mises en jeu quand les *barres ou les câbles sont précontraints*, car chaque élément représente alors une charge bien définie qui peut être introduite dans des modèles mathématiques. Naturellement, elle a plusieurs effets. D'abord, elle réduit, par addition vectorielle, l'effet des autres forces appliquées, notamment de celles qui ont un effet nocif sur la stabilité. Elle peut augmenter la résistance au frottement de certains joints par l'addition d'une contrainte de compression à la contrainte existante. Elle peut aussi introduire une compression suffisante pour éviter l'apparition de tractions, c'est-à-dire l'ouverture de fissures. On a même prétendu que la précontrainte pouvait réduire la partie irréversible de la déformation de la fondation en fermant à l'avance certaines des fissures ouvertes.

La méthode a cependant quelques inconvénients. Quoique les charges totales que l'on puisse pratiquement mettre en œuvre soient très petites par rapport aux forces en présence dans le massif rocheux, les contraintes dans les zones d'ancrage sont élevées et peuvent s'approcher de la résistance à la compression ou au cisaillement de la roche. Il ne faut pas oublier non plus le risque de mise en déséquilibre de certains blocs sous l'effet des nouvelles forces appliquées. Il est des cas où la précontrainte ne peut être exercée qu'après injection des zones desserrées, injection elle-même difficile à faire avant stabilisation du versant; d'où une mise en œuvre par étapes successives. Se pose aussi la question de la pérennité de la précontrainte qu'un fluage de la roche ferait disparaître. En outre, il y a toujours risque de rupture des fils d'acier par *corrosion fissurante*, en particulier dans les roches où la composition chimique de l'eau peut être beaucoup plus défavorable à cet égard que dans le béton. Le procédé s'est cependant montré efficace dans certains cas comme, par exemple, le renforcement de la surface des rives au barrage de Vajont (Italie) ou le serrage de la zone des failles traitées dans les appuis du barrage de Nagawado (Japon).

On a eu aussi recours aux *armatures d'acier « passif »*, scellées sur toute leur longueur dans le massif rocheux. Quoique le mécanisme de leur action soit plus difficile à comprendre que celui de la précontrainte, les résultats ont montré l'efficacité pratique du procédé. Le principe consiste à introduire dans la masse rocheuse une *résistance à la traction et au cisaillement* additionnelle, le long des surfaces de séparation *traversées par l'acier*. La force maximale disponible dans l'acier est déterminée par sa section, mais *la contrainte réellement mobilisée n'est pas connue*.

L'acier « passif » ne peut contribuer à la stabilisation qu'après la déformation de la roche, c'est-à-dire après un début de rupture. Mais les déformations de la roche nécessaires pour mobiliser la réaction de l'acier sont extrêmement petites. Toute la déformation est en effet concentrée dans l'épaisseur de la fissure ou du joint puisque l'acier est scellé sur toute sa longueur. Ce point est fondamental pour que l'armature fonctionne correctement. Une ouverture de joint de 0,2 mm par exemple n'aurait à augmenter que de 10^{-4} mm pour mobiliser dans l'acier une contrainte de 100 MPa (contrainte admissible de l'acier doux). En réalité, même si une rupture d'adhérence se produit sur quelques décimètres de chaque côté du joint, celui-ci ne s'ouvre que d'une très petite fraction de millimètre. Cette « couture » est sans doute l'explication de l'excellente efficacité des boulons passifs scellés sur toute leur longueur.

En ce qui concerne le mécanisme, il semble que, pour l'aborder, on doive considérer deux cas distincts.

It is easier to grasp the forces involved if the *bar or cable are prestressed*, for each one represents a well-defined applied load that can be included in the designer's mathematical model. The effects of this new applied load are to reduce the importance of the other applied loads, especially those that are dangerous for stability. It may increase the friction in some joints. The resulting compressive force may be large enough to prevent tensile stresses appearing, i.e. to prevent cracks opening. It has even been argued that it can eliminate part of the irrecoverable deformation by closing some of the open fissures in the rock.

One of the disadvantages of prestressing is that, although the total load that can be applied in practice is very small as compared with the forces acting within the rock, there are nevertheless very high stress levels near the anchorage point which may be close to the compression or shear strength values of the rock. Another problem which must not be overlooked is the possibility of disturbing the equilibrium of some blocks with the new forces introduced. Sometimes prestressing can only be used after grouting loosened zones, which is in turn difficult before the slope has been stabilized, so that the system is often installed in stages. There is also the problem of rock creep which may eventually cancel out the prestress, and there is always a risk of *stress corrosion* of the high tensile steel, especially as the water in the rock may be much more harmful than the water which usually permeates concrete. Despite these difficulties, prestressing has been found effective in some instances, for example at Vajont dam (Italy) where the bank slopes were strengthened in this way, or at Nagawado dam (Japan) where the concrete-filled faults in the abutments were prevented from opening.

Another solution is the *passive steel* grouted over its whole length in the rock mass, and although more difficult to analyse than prestressed bars, the process has been found effective in practice. Basically, it provides the rock mass with extra *tensile and shear strength* in the discontinuities *across which the steel passes*. The maximum force that can be absorbed by the steel depends on the cross section, but there is *no information on the actual stress levels developed*.

The passive steel can only contribute to stability after the rock has deformed, i.e. once the failure process has begun. But only very slight movements need occur for the steel to be stressed because it is grouted in over its whole length, and the only place where any appreciable movement can occur is in the joints. This point is vital. A joint initially 0.2 mm wide would only have to open 10^{-4} mm more to produce a stress of 100 MPa in the steel bar crossing it, which is the allowable stress for mild steel. Even if the bond is less than perfect for a few decimetres on either side of the joint, it will still not open more than a fraction of a millimeter. The success of rock bolts grouted in over their whole length can probably be explained in this way.

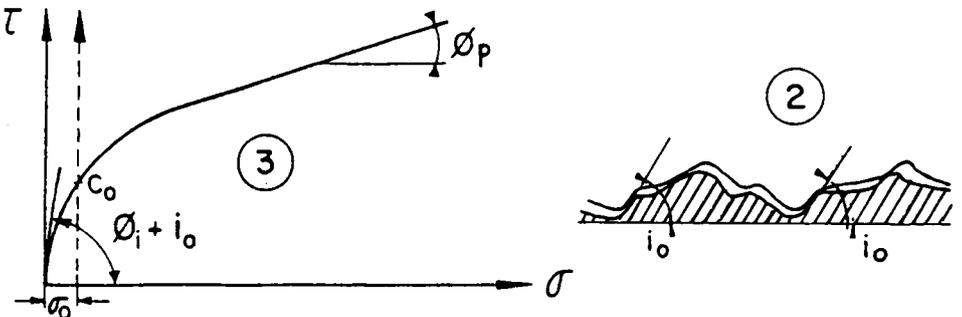
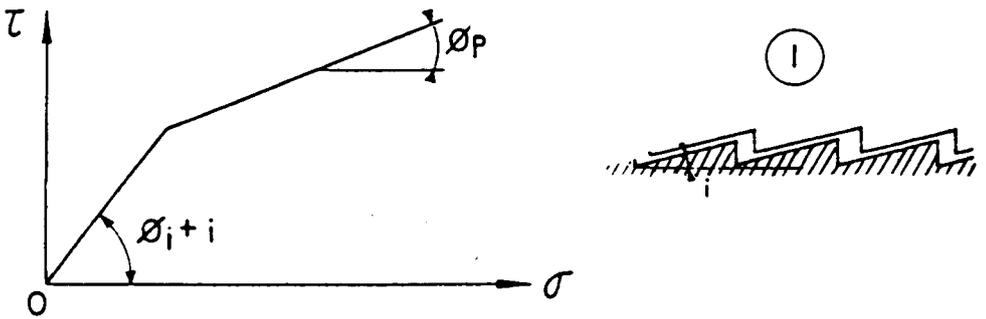
With respect to the mechanism, it seems that the problem can be split up into two distinct types.

Le premier est celui d'un acier utilisé pour stabiliser une rupture possible par glissement sur un ou deux *accidents géologiques singuliers et lisses*, par exemple des joints de stratification ou des failles. Le calcul peut être fait en supposant que la déformation sera limitée à une valeur faible par la présence de l'acier.

Dans des joints où existe une *résistance de pic*, il peut être ainsi possible de profiter d'une part de cette résistance de pic. Bien qu'on ne sache pas actuellement calculer cette récupération de la cohésion naturelle, on a le sentiment qu'on devrait pouvoir le faire en tenant compte notamment de l'effet des aciers contre la rupture progressive.

Dans le second cas, l'acier peut être utilisé dans un massif de roches *imbriquées* ou pour stabiliser une surface de cisaillement ayant une *certaine rugosité*. Alors, la déformation de cisaillement est accompagnée de *dilatance*. Le joint traversé par une barre d'acier s'ouvre et met l'acier en traction *aussitôt* que le processus de rupture commence (Fig. 49). C'est probablement pourquoi l'acier passif a si bien réussi dans la pratique.

Une autre façon de voir le mécanisme est de considérer la courbe intrinsèque d'un joint rugueux. Le modèle simplifié proposé par Patton donne deux lignes droites (Fig. 50) mais, si les irrégularités sont disposées au hasard, c'est-à-dire si l'angle i varie (il est plus grand pour les petites irrégularités que pour celles de grande amplitude), on obtient une courbe continue comme celle du modèle de Hoek, dont la pente près de l'origine est très raide. L'effet de l'armature est de déplacer la courbe intrinsèque en bloc vers la gauche faisant ainsi apparaître une *cohésion appréciable*.



The first concerns steel bars designed to prevent failure by sliding along one or two *individual, smooth-walled discontinuities*, such as bedding planes or faults. This problem can be approached by assuming that the steel will allow only very small movements.

It may then be possible to make use of part of the *peak strength* of the joint. We have no way of analysing the amount of natural cohesion mobilized in this way, but there is a feeling that it should be possible by considering the effect of steel reinforcement against progressive failure.

The second case is when the steel bars are used to stabilize a *rough shear surface* or a mass where the blocks are *interlocked* to some extent. In this case, any shear movement is accompanied by *dilatancy*; the joint opens and the bars crossing it are tensioned *as soon as* the failure process starts (Fig. 49).

Another way of looking at the same problem is to take the intrinsic curve of a rough joint. Patton's simplified model gives two straight lines (Fig. 50) but, if the asperities are randomly arranged so that the angle i varies (it is larger for small irregularities), we obtain a continuous curve, the same as the curve of Hoek's model, with a very steep slope near the origin. As the steel reinforcement moves the intrinsic curve bodily towards the left, there is now *appreciable cohesion*.

Fig. 50

Shear strength of rough joint.

Résistance au cisaillement d'un joint rugueux.

- | | |
|--|---|
| (1) Simple model, intrinsic curve is two straight lines. | (1) <i>Modèle simplifié, donnant une courbe intrinsèque constituée de deux droites.</i> |
| (2) More elaborate model, giving a continuous intrinsic curve. | (2) <i>Modèle plus élaboré, donnant une courbe intrinsèque continue.</i> |
| (3) A slight normal stress produces high cohesion C_0 . | (3) <i>Une faible valeur de la contrainte normale engendre une forte cohésion C_0.</i> |

En même temps, l'action de couture de l'acier qui, avec une force même modérée, empêche les petites irrégularités du joint de se déboîter, engendre probablement un accroissement de la *rigidité* du massif. L'armature peut donc être considérée aussi comme un moyen d'améliorer les modules de déformation de la fondation rocheuse.

Tout ceci, bien entendu, pourrait être obtenu par la précontrainte. Mais est-il nécessaire de faire la dépense supplémentaire de précontraindre l'acier si la roche fait toute seule le travail de mobiliser les forces nécessaires? D'autre part, dans les cas où des millions de newtons sont requis, l'utilisation de la précontrainte conduit à de sérieux problèmes de concentration de contrainte, alors que l'armature passive, dans des galeries remplies de béton par exemple, est une opération peu coûteuse et facile à exécuter.

La situation est différente quand les discontinuités n'ont *ni dilatance, ni pic de résistance*. La charge requise pour stabiliser les massifs de ce type est alors d'une autre nature. On peut la calculer par analyse statique prenant en compte toutes les charges appliquées ainsi que la résistance au cisaillement des joints : c'est le cas pour stabiliser une faille contenant de l'argile ou une série de plans de cisaillement lisses. La force d'armature nécessaire est nettement définie et il ne se développe pas d'effet de coin dans la masse rocheuse. Alors, *la précontrainte est préférable*, car la mise en jeu de la résistance d'aciers passifs risque d'exiger une déformation trop grande des discontinuités. La précontrainte est également la meilleure solution dans les *roches tendres ou brisées*, où les déformations ne sont pas concentrées dans quelques joints entre les éléments solides, mais, au contraire, sont distribuées dans un grand nombre de petites discontinuités. Le comportement plastique d'ensemble d'un volume rocheux de ce genre rend les aciers précontraints préférables aux ancrages passifs.

Il semble donc que :

- dans un massif de *roche dure* et présentant un petit nombre de fractures rugueuses, il est entièrement satisfaisant d'employer des barres d'acier passif scellées sur toute leur longueur. Dans ce cas, la précontrainte n'est pas nécessaire et serait inutilement coûteuse;
- dans un massif de *roche tendre* ou de roche présentant un grand nombre de joints lisses, la précontrainte est nécessaire.

Cette distinction entre les deux procédés est encore sujette à discussion, bien que l'analyse des travaux exécutés de par le monde semble confirmer sa validité.

Une autre considération, sujette aussi à discussion, concerne les avantages relatifs des deux procédés vis-à-vis de la *résistance dynamique*. On peut indiquer que les câbles de précontrainte, pourvu qu'ils ne soient pas injectés sur toute leur longueur, sont très flexibles et ne se rompent pas en cas de déformation excessive due à un séisme. Mais, vice versa, on peut affirmer que le maintien du parfait monolithisme du massif rocheux est plus sûr en utilisant une armature continue constituée de barres d'acier passif entièrement injectées qui, au prix d'une surtension temporaire, permettent aux joints de ne pas dépasser leur résistance de pic. A cet égard, il y a lieu de noter que les aciers précontraints sont tendus à une contrainte proche de la résistance ultime, alors que les aciers passifs ont une marge de sécurité beaucoup plus grande. Cette différence sera clairement mise en évidence si les calculs sont faits par la méthode probabiliste et non par la méthode

At the same time its restraining action prevents the small asperities from moving apart and probably increases the *stiffness* of the rock mass. Steel bars can also be considered then as increasing the deformation modulus.

Prestressing of course would also produce these results, but it is questionable if the extra cost is justified when the rock itself will mobilize the necessary forces; and moreover, the millions of newtons used in prestressing cause serious problems of stress concentration whereas passive steel installed, for example in concrete-filled adits or shafts, is cheaper and simpler.

When the joints display *no dilatancy and no peak strength*, the situation is different. The load required to stabilize the rock mass is of another nature. It can be computed by static analysis using all the applied forces and the residual strength of the joints. This is the case for stabilizing a given fault containing clay gouge or a set of smooth shear planes. Then, the reinforcing force is clearly defined, and no such thing as a series of wedging effects develops in the rock mass. *Prestressing might then be preferable*, because the build-up of passive steel resistance would require too large a deformation of the joints. Prestressing is also the best answer in *soft or crushed rocks*, where the deformations are not concentrated on a few joints cutting through strong rock elements, but instead are distributed over a large number of minute discontinuities. The overall plastic behaviour of such a rock mass calls for prestressing rather than passive anchors.

It seems therefore that :

a) in a rock mass made of *hard rock*, with few rough joints, it is entirely satisfactory to use ordinary passive steel bars, grouted over their whole length. Prestressing is not necessary and needlessly expensive;

b) in a rock mass made of *soft rock*, or with a large number of smooth joints, prestressing is necessary.

This distinction between the two processes is still open to discussion, although many cases of actual construction seem to confirm it.

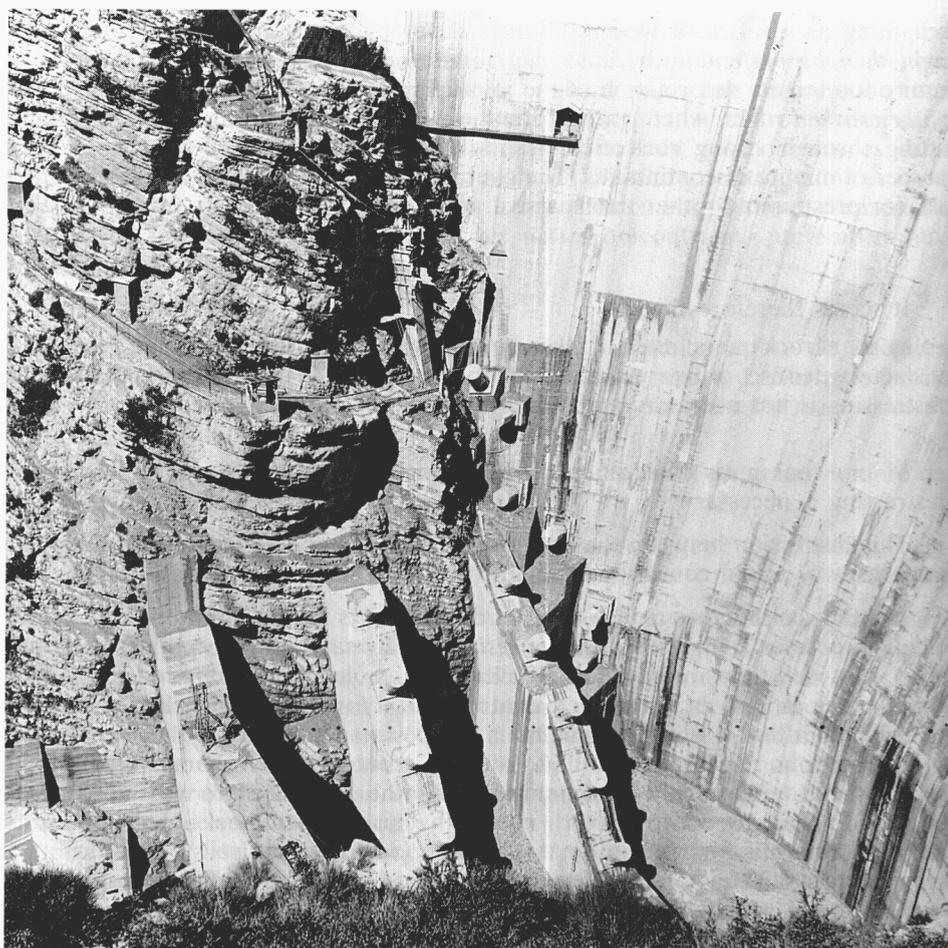
Another consideration, also open to discussion, is related to the relative merits of both processes as regards *dynamic resistance*. It may be argued that prestressed cables, provided they are not grouted over their whole length, are very flexible and do not break in case of excess deformation due to an earthquake. But conversely one may claim that it is safer to maintain the perfect monolithism of the rock mass by a continuous reinforcement made of fully grouted passive bars, which, at the cost of some temporary overstressing, allows the joints not to pass their peak strength. In that respect it is worth noting that prestressed steel is tensioned to a working stress not far from ultimate strength, whereas passive steel has a much higher margin of safety. This difference would be clearly shown if the computations were made by probabilistic analysis of safety instead of being made by a deterministic approach based on arbitrarily chosen loads. It is probable that most of

déterministe basée sur un choix arbitraire des charges. Il est probable que la plupart des aciers passifs mis en place dans les massifs rocheux travaillent, en fait, à des taux de contrainte très bas. Mais, ici encore, un plus grand nombre d'études et d'observations *in situ* sont nécessaires pour résoudre cette importante question.

B) *Exemples de renforcement de fondations rocheuses par des armatures d'acier*

a) Barrage de Castillon

Le site de Castillon (France) est une gorge étroite creusée dans une formation calcaire (jurassique). Elle convenait parfaitement à la construction d'un barrage-voûte dont les premières études remontent à 1929. Cependant, la rive droite était traversée par une faille importante et, du fait de la dissolution karstique, de nombreuses cassures présentaient de larges ouvertures formant des cavernes et des galeries, soit vides, soit remplies de blocs et d'argile. Le barrage-voûte, de 100 m de hauteur, fut construit seulement au cours de la période 1945-1949, lorsqu'André Coyne conçut un renforcement complet de la rive (Fig. 51). Environ 200 000 m³ de



the passive steel anchors installed in rock masses are in fact working at very low stresses. But here again more studies and field observations are required for deciding on this important point.

B) *Typical Steel Reinforcement of Rock Foundations*

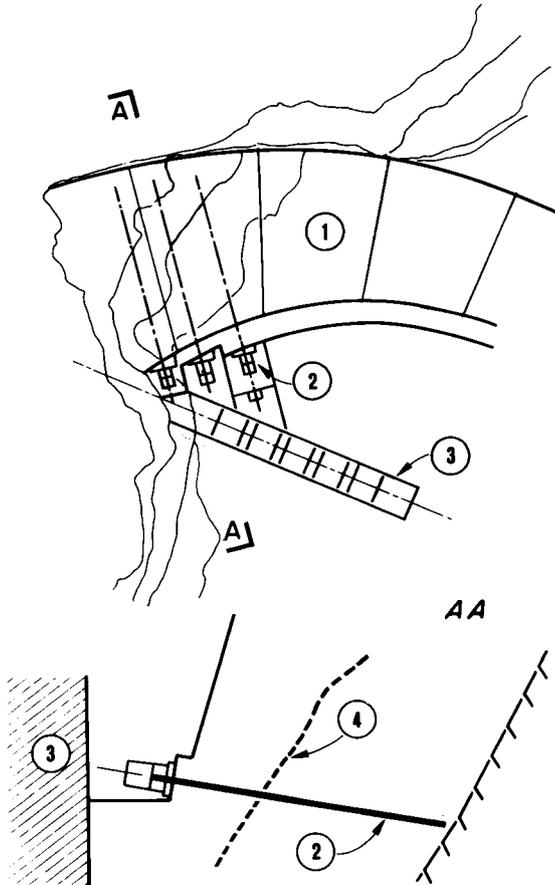
a) *Castillon Dam*

The site of Castillon (France) is a narrow gorge in a limestone formation (Jurassic). It was very favorable for building an arch dam and the first studies date from 1929. However, the right bank was cut across by a major fault, and due to karstic solution many secondary fractures were wide open, forming caves and galleries either empty or filled with blocks and clay. The dam, an arch 100 m in height, was built only in 1945-1949, when André Coyne designed a complete strengthening of the bank (Fig. 51). About 200 000 m³ of rock were treated by several different means, which makes Castillon Dam an historic site : concreting of

Fig. 51

Castillon arch dam (France).
Barrage-voûte de Castillon (France).

roche furent traités par différentes méthodes, le barrage de Castillon constituant ainsi un cas historique : bétonnage de la faille, bétonnage des cavernes, injections de consolidation par coulis de ciment, bentonite et silicate (18 000 m de trous), utilisation d'aciers de précontrainte, contreforts. Des contreforts furent construits pour soutenir les parois abruptes du canyon, immédiatement à l'aval de la voûte, dans une zone où il n'était pas possible d'utiliser des pressions élevées pour une injection parfaite et où il y avait un risque de glissement de roche sur des couches de marne intercalées dans le calcaire. Trois contreforts, de 25 m de hauteur, furent bétonnés au pied de la falaise, deux d'entre eux étant ancrés au rocher par 5 câbles de précontrainte de 9 000 kN de capacité chacun. Le troisième se prolonge à travers la vallée, servant de buton entre les deux rives. Les câbles de précontrainte ont des longueurs de 30 à 40 m et sont situés dans des forages de 300 mm de diamètre, de 45° d'inclinaison vers le bas. De plus, des câbles de précontrainte de 9 000 kN furent mis en place dans le béton de la voûte, près de l'appui, afin de s'opposer aux forces de clivage induites par la présence de la faille principale (Fig. 52). Le comportement de l'appui est satisfaisant depuis quarante ans.



the fault, concreting of the caves, consolidation grouting with grouts of cement, bentonite and silicate (18 000 m of drill holes), use of prestressed steel and buttresses. Buttresses were built to support the steep canyon walls, immediately downstream of the arch, in a zone where it was not possible to grout thoroughly because high pressures were not possible, and where there was a danger of a rock slide on marl seams interbedded in the limestone. Three buttresses, 25 m in height, were concreted at the base of the cliff, two of them were fixed to the rock by 5 prestressed cables of 9 000 kN capacity each. The third one was prolonged across the valley and acts as a strut between both banks. The prestressed cables are 30 to 40 m in length and are inclined downwards at 45° in holes 300 mm in diameter. In addition, horizontal 9 000 kN prestressed cables were installed in the concrete of the arch, near the abutment, so as to withstand the splitting forces induced by the presence of the major fault in the abutment (Fig. 52). The behaviour of the abutment has been satisfactory for 40 years.

Fig. 52

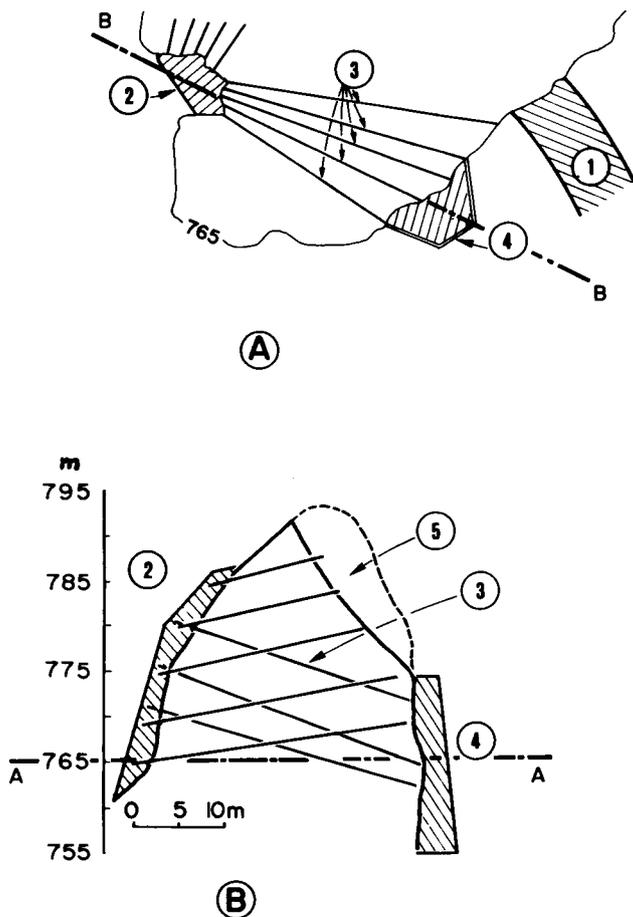
Castillon arch dam (France) - Right bank strengthening.

Barrage-voûte de Castillon (France) - Renforcement de la rive droite.

- | | |
|------------------------|------------------------------------|
| (1) Arch dam. | (1) <i>Barrage-voûte.</i> |
| (2) Prestressed cable. | (2) <i>Câble de précontrainte.</i> |
| (3) Buttress | (3) <i>Contrefort.</i> |
| (4) Fault in abutment. | (4) <i>Faïlle dans l'appui.</i> |

b) Barrage de la Chaudanne

Le barrage-voûte de la Chaudanne, de 70 m de hauteur, a été construit à l'aval de Castillon, au cours de la période 1949-1952. Pendant la construction, un bloc de 2 000 m³ glissa sur la rive droite le long d'un joint plan revêtu d'un mince film d'argile. Ce glissement se produisit juste à l'aval du barrage, lequel ne fut pas modifié, mais on décida de renforcer la falaise rocheuse pour éviter d'autres glissements éventuels qui seraient une menace pour le barrage et pour l'usine hydro-électrique. Le renforcement comprenait deux contreforts verticaux, accrochés à la roche par des barres passives (Fig. 53). Ces barres, au nombre de 130, ont 7 m de longueur et 40 mm de diamètre. Mais, avant de bétonner les contreforts, un premier confortement de la roche fut fait selon une méthode nouvelle à cette époque : 33 barres de 50 mm de diamètre, en acier à haute résistance, furent scellées sur toute leur longueur dans des trous horizontaux, mais non précontraintes.



b) Chaudanne Dam

The arch dam, 70 m in height, was built downstream of Castillon dam in 1949-1952. During construction a 2 000 m³ block of rock slid down on the right bank along a planar joint having a thin film of clay. This slide occurred just downstream of the dam, which was not modified, but it was decided to strengthen the rock cliff to avoid any other similar slide that was a threat for the dam and the powerhouse. The designed strengthening included two vertical buttresses tied back to the rock face by dowel bars (Fig. 53). These bars are 7 m in length, 40 mm in diameter and 130 in number. But, before concreting the buttresses, a first stage reinforcement of the rock mass was carried out by a method which was unique at the time : a total of 33 bars, 50 mm in diameter, made of high tensile steel were grouted over their whole length in horizontal holes, but not prestressed.

Fig. 53

Chaudanne arch dam (France) - Right bank treatment.

Barrage-voûte de la Chaudanne (France) - Traitement de la rive droite.

(A) Horizontal section.

(B) Vertical section.

(1) Arch dam.

(2) Concrete buttress.

(3) Steel bars.

(4) Concrete buttress.

(5) Rock slide.

(A) *Coupe horizontale.*

(B) *Coupe verticale.*

(1) *Barrage-voûte.*

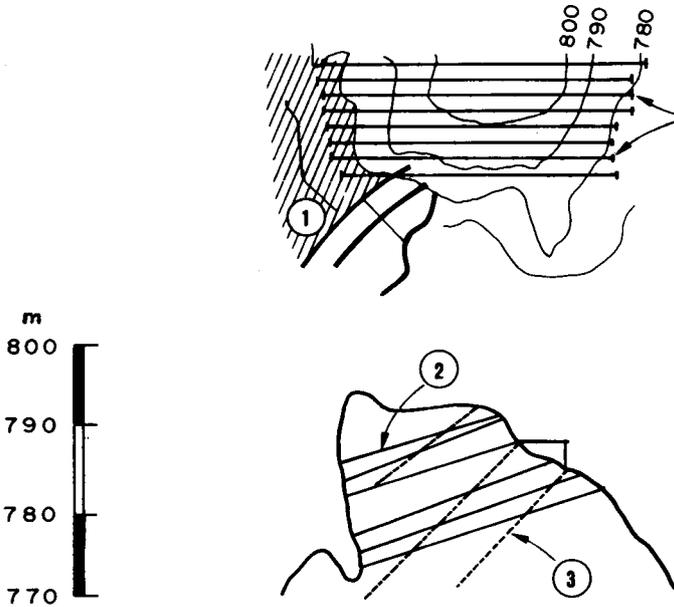
(2) *Contrefort en béton.*

(3) *Barres d'acier.*

(4) *Contrefort en béton.*

(5) *Partie de rocher ayant glissé.*

Après exécution du traitement en rive droite, on prit conscience qu'il se posait également un problème de stabilité sur l'autre rive : un glissement était possible selon des joints inclinés à 45 degrés vers le réservoir. Le renforcement de la rive gauche (Fig. 54) fut fait à l'aide de 26 câbles, inclinés à 15 degrés descendant vers l'amont et recoupant les joints sous un angle de 30 degrés. Chaque câble était fait de 125 à 188 fils de 5 mm d'acier pour précontrainte. Ils ne furent cependant pas mis en tension, mais scellés sur toute leur longueur. Déjà, à cette époque, voilà quarante ans, André Coyne et un de ses collaborateurs, Ter Minassian, avaient vu que dans un tel cas la *précontrainte n'était pas nécessaire*.



c) Barrage de Kukuan

Le barrage-voûte de Kukuan (Taiwan) a une hauteur de 85 m (Fig. 40). Il est implanté dans un canyon, en forme de V, creusé dans une formation de schiste ardoisier. L'exécution des fouilles a été décrite dans le paragraphe 4.1.2. ci-dessus. Un problème particulier se posait dans l'appui rive gauche, où une cassure dans l'éperon rocheux menaçait la stabilité de la fondation du barrage; il fut résolu en utilisant des armatures d'acier. Ce renforcement fut mis en œuvre au moyen de 12 galeries, de 1,2 m x 2,0 m de section, orientées suivant deux directions et bétonnées après mise en place de 20 rails de chemin de fer dans chacune. Leur longueur moyenne est de 25 m. Le même dispositif fut appliqué à la rive droite pour la protection provisoire des travaux de fouilles, en utilisant 7 galeries, de 10 m environ de profondeur, contenant chacune 20 rails.

After the treatment of the right bank was designed, it was realized that there was also a problem of stability on the other bank : a slide was possible on joints dipping 45° towards the reservoir. The reinforcement was carried out by 26 cables sloping 15° below the horizontal, crossing the joints at an angle of 30° (Fig. 54). Each cable was made of 125 to 188 wires, 5 mm in diameter, of the grade used for prestressing. They were not prestressed however, but grouted over their whole length. Already at that time, nearly 40 years ago, André Coyne and one of his assistants W. Ter Minassian realized that *prestressing* in such a case *was not necessary*.

Fig. 54

Chaudanne arch dam (France) - Left bank treatment.

Barrage-voûte de la Chaudanne (France) - Traitement de la rive gauche.

- (1) Arch dam.
- (2) Steel reinforcement.
- (3) Bedding.

- (1) *Barrage-voûte.*
- (2) *Armatures en acier.*
- (3) *Stratification.*

c) Kukuan Dam

The Kukuan arch dam (Taiwan) is 85 m high (Fig. 40). It is located in a V-shaped canyon cut through a schist and slate formation. The execution of the excavation was described in para. 4.1.2. above. A special problem was solved in the left abutment, where a broken spur of rock was a threat for the stability of the dam foundation, by using steel reinforcement. This reinforcement was carried out by means of 12 adits, 1.2 m × 2.0 m in section, oriented along two directions and concreted after placing 20 rails in each of them. Their average length is 25 m. The same arrangement was applied on the right abutment for the temporary protection of the excavation works, using 7 adits, about 10 m in depth, and containing 20 rails each.

Le bassin d'amortissement de l'évacuateur de crue fut protégé au moyen d'un épais revêtement en béton armé, ancré dans le rocher par 406 câbles. Ici également, comme au barrage de la Chaudanne, les câbles sont constitués de fils de précontrainte, mais ne sont pas précontraints. De 20 m de longueur chacun, d'une capacité de 2 000 kN, ils sont seulement injectés sur toute leur longueur dans des trous de 100 mm de diamètre.

d) Barrage d'Oymapinar

Le barrage d'Oymapinar, en Turquie, est une voûte de 180 m de hauteur, construite au cours de la période 1977-1983 (Fig. 55). Le confortement d'une haute falaise à l'amont immédiat du barrage a été réalisé à l'aide d'un revêtement de béton accroché au massif calcaire paléozoïque par des barres noyées dans des galeries horizontales (Fig. 56). Le revêtement travaille en membrane étanche et l'armature d'acier est nécessaire à la stabilité en cas de vidange rapide. Au total, 12 galeries, chacune de 30 m de longueur, servent à l'ancrage (par des barres d'acier noyées dans le béton) et au drainage.



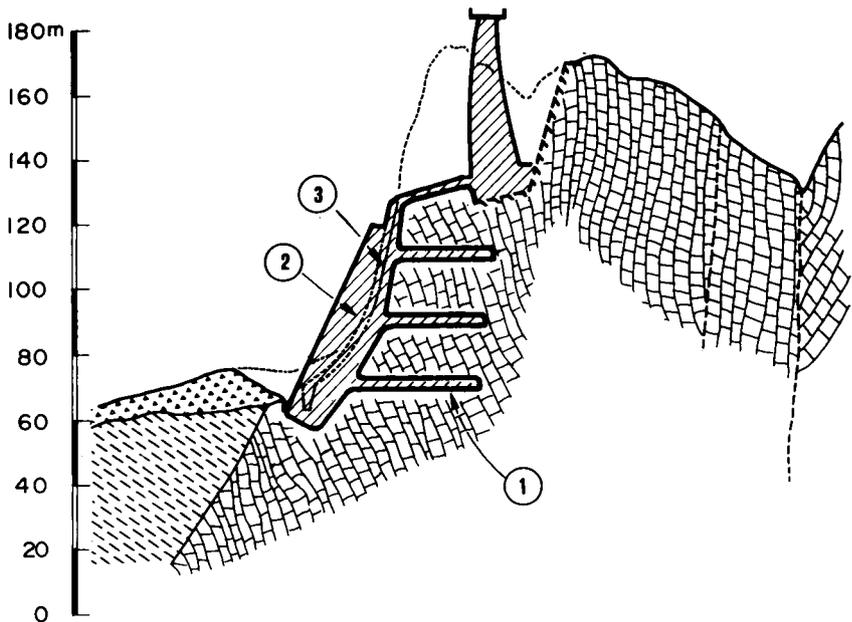
The plunge pool of the spillway is protected by a thick reinforced concrete armour, anchored into the rock by 406 cables. Here again, like at Chaudanne dam, the cables are made of prestressing wires, but they are not prestressed. They are 20 m long each, with a capacity of 2 000 kN, and are simply grouted over their whole length in holes 100 mm in diameter.

d) Oymapinar Dam

The Oymapinar dam (Turkey) is an arch, 180 m in height, built in 1977-1983 (Fig. 55). The strengthening of a high cliff upstream of the dam was carried out by a thick concrete lining tied back into the limestone rock by steel bars embedded in horizontal adits (Fig. 56). The lining will act as a watertight membrane and the steel reinforcement is required for stability reason particularly in case of rapid drawdown. A total of 12 adits, 30 m long each, serve the purpose of anchors (by steel bars embedded in concrete) and drainage galleries.

Fig. 55

Oymapinar arch dam (Turkey).
Barrage-voûte d'Oymapinar (Turquie).



4.3. ÉTANCHÉITÉ ET DRAINAGE

4.3.0. Introduction

Nulle fondation n'est parfaitement étanche, certaines sont très perméables. Dans tous les cas, le projet de barrage doit être adapté aux effets des écoulements de percolation qui s'établiront lorsque le réservoir sera mis en eau. Ces effets peuvent être d'ordre économique (perte d'eau) ou, et c'est en général le plus sérieux problème, peuvent porter atteinte à la sécurité (instabilité, érosion interne). Heureusement, lorsque les données géologiques sont connues, il existe des remèdes pour éliminer ces risques : ces remèdes sont les traitements d'étanchéité et de drainage. En rendant étanches certaines zones bien choisies de la fondation et en drainant d'autres, on peut maîtriser les percolations à la fois en débits et en forces. Ces deux traitements sont complémentaires, quoique parfois un seul suffit.

Diverses techniques peuvent être utilisées pour la réalisation d'un écran d'étanchéité. Il y a, tout d'abord, la technique de l'injection qui a atteint aujourd'hui un haut degré d'efficacité compte tenu des progrès réalisés au cours de ces dernières années. Ces progrès concernent aussi bien la rhéologie du milieu à traiter que l'élaboration de produits injectés bien adaptés à chaque fondation et leurs modalités de mise en œuvre. Dans certains cas, l'injection peut être avantageusement remplacée par des parois étanches en béton coulé en place dans la fondation. Parfois, on adopte une combinaison des deux systèmes : paroi étanche supérieure prolongée en profondeur par un écran d'injection.

Fig. 56

Oymapinar arch dam (Turkey) - Strengthening of upstream cliff.

Barrage-voûte d'Oymapinar (Turquie) - Renforcement d'une falaise à l'amont.

- | | |
|-----------------------------------|--|
| (1) Steel reinforcement in adits. | (1) <i>Armatures en acier dans galeries.</i> |
| (2) Buttresses | (2) <i>Contreforts.</i> |
| (3) Lining between buttresses | (3) <i>Revêtement entre contreforts.</i> |

4.3. SEEPAGE CONTROL AND DRAINAGE

4.3.0. Introduction

No foundation is completely watertight, and some are highly pervious. The dam must always be designed with regard to the effects of seepage flow after the reservoir is filled. These effects may be economic (water loss) or, what is generally more serious, may involve safety (instability, internal erosion). Luckily, once the geological data are available, there are remedies to remove these risks. These remedies are seepage control and drainage treatment. By rendering certain judiciously selected zones watertight and providing drainage in others, the designer can retain control over seepage in terms of flow rates and forces. Seepage control and drainage are complementary, although sometimes only one or the other may be sufficient.

Various techniques are available for preventing seepage through the foundation. Grouting has now attained a high degree of efficiency with the advances made over recent years in the rheology of the material to be treated and the design of mixes suitable for different types of foundation, together with improved grouting procedures. In some cases, grouting can be advantageously replaced by cast-in-place concrete diaphragm walls in the foundation. The two systems are sometimes combined, with a diaphragm wall from the surface, continued in depth by a grout curtain.

4.3.1. Écrans d'injection et de drainage

Par le passé, la plupart des fondations rocheuses étaient seulement traitées par *injection* dans les cas où l'on désirait éviter les effets de la percolation, particulièrement sous la forme de perte de l'eau du réservoir. Il est intéressant de remarquer que jusqu'à récemment les fondations de barrage avaient presque toutes des écrans d'injection profonds, que seuls les barrages-poids avaient des écrans de drainage et que ceux-ci, très peu profonds, étaient limités à la zone de contact entre le béton et le rocher.

Après qu'on eût mieux compris les effets de la percolation de l'eau sur la stabilité des fondations, c'est-à-dire après la rupture de l'appui du barrage de Malpasset (France), le *drainage* fut considéré comme le moyen le plus efficace dans la plupart des cas. Il est de toute façon le seul moyen valable dans les roches finement fissurées.

A ce propos, on peut indiquer que pour les roches fissurées :

a) de faible perméabilité (moins de 5 unités Lugeon environ), le drainage est généralement fondamental, alors que l'injection est inutile;

b) de forte perméabilité (plus de 50 unités Lugeon environ), l'injection est nécessaire pour limiter la quantité des fuites, alors que le drainage n'est pas nécessaire;

c) de perméabilité moyenne, le drainage est toujours utile, n'est pas cher et un écran d'injection peut toujours être exécuté, soit pour obturer d'éventuels vides largement ouverts, soit pour réduire les fuites à une valeur économique en fonction du prix estimé de l'eau perdue.

Le paragraphe 3.3. contient quelques commentaires sur les notions fondamentales qui régissent l'écoulement de l'eau dans les roches fissurées et sur les forces qui en résultent. Même si cette connaissance est encore *qualitative*, elle est suffisante pour orienter le travail du projeteur. Comme il arrive souvent dans les problèmes de fondation, le point principal n'est pas de posséder une technique parfaite de calcul, mais plutôt d'avoir une bonne compréhension des mécanismes *possibles*.

En résumé, on peut dire que la méthode correcte pour concevoir les écrans d'injection et de drainage comporte les phases suivantes :

a) Déterminer les caractéristiques géologiques et géotechniques du milieu à traiter;

b) évaluer le comportement de la masse rocheuse sous l'effet du champ de contrainte complexe provoqué par les charges appliquées et les forces de percolation;

c) concevoir la meilleure disposition permettant d'agir sur ce comportement; il n'est pas nécessaire de faire des calculs précis, mais plutôt de couvrir tous les cas qui pourraient conduire à des situations indésirables;

d) ausculter *in situ* le réseau d'écoulement, de façon à vérifier la validité des dispositifs mis en œuvre et les modifier si nécessaire.

Beaucoup de situations graves ou de catastrophes se sont produites parce que *l'une au moins* de ces quatre phases avait été négligée.

4.3.1. Grout and Drainage Curtains

Most rock foundations were only *grouted* in the past to cut down seepage, especially when water was being lost from the reservoir; until recently, most dams had deep grout curtains, and only gravity dams were provided with shallow drainage systems restricted to the rock contact zone.

Once the effects of seepage on foundation stability were fully realized after the Malpasset abutment failure (France), *drainage* came to be considered the most effective means of control in most cases. It is the only one suitable for impervious rock, and most finely fissured rocks in fact fall into this category.

For fissured rocks, the following considerations can be given :

- a) Drainage is generally essential and grouting useless in fissured rock of low permeability (i.e. permeability less than about 5 Lugeon units).
- b) Grouting is needed to cut down leakage, whereas drainage is not necessary, in fissured rock of high permeability (permeability greater than about 50 Lugeon units).
- c) Drainage is always useful and inexpensive, and a grout curtain can always be built either to fill any large open voids or cut down leakage to an acceptable value, in fissured rock of moderate permeability.

The reader is referred to section 3.3 for comments on the basic principles of seepage flow in fissured rock and the resulting forces. Although we can still only approach this problem *qualitatively*, this is often enough for the foundation engineer who usually has less need in his work for refined analysis methods than a sound practical knowledge of the *possible* response modes.

To sum up, it can be said that the correct method for designing grout and drainage curtains is an approach in four steps :

- a) determining the geological and geotechnical characteristics of the medium to be treated;
- b) understanding the behaviour of the rock mass under the complex stress field incurred by the applied loads and the seepage forces;
- c) designing the best arrangement to control this behaviour (it is not necessary to make accurate analyses, but rather to cover all the cases which might lead to undesirable conditions);
- d) monitoring the seepage pattern *in situ*, so as to check the validity of the arrangement and amend it if required.

Many serious situations or even catastrophes have occurred because *one at least* of these four steps was overlooked.

De plus, il peut être nécessaire, avant de spécifier le détail du traitement, de faire des essais *in situ*. Des essais d'injection ont été exécutés sur de nombreux sites, tandis que les essais de drainage (barrage de Rapel, au Chili, Peña *et al.*, 1970) sont exceptionnels. Il est probable que, compte tenu du rôle déterminant joué par le drainage dans la maîtrise des percolations, on exécutera davantage d'essais de drainage à l'avenir. Ils sont certes plus difficiles à faire, mais plus significatifs pour la sécurité du barrage.

Un exemple intéressant d'essai d'injection a été décrit pour le barrage de Cerro de Oro, Mexique (Marsal et Benassini, 1974), fondé sur du calcaire karstique où des perméabilités de 100 à 400 unités Lugeon n'étaient pas exceptionnelles. L'utilisation de coulis stabilisés permet d'abaisser les perméabilités à environ 2 unités Lugeon. Les auteurs estiment que l'essai *in situ* était vital pour faire l'estimation du coût de l'écran d'injection (12 % du coût du barrage) et assurer sa sécurité.

4.3.2. Techniques d'injection

Les techniques d'injection couvrent un vaste domaine et ce n'est pas l'objet du présent chapitre de les traiter en détail. De nombreux ouvrages et articles leur ont été déjà consacrés. Nous nous limiterons à faire part de quelques réflexions sur la conception des écrans d'injection et à indiquer quelques progrès récents réalisés dans les travaux d'exécution proprement dits, domaine où une grande compétence est requise et où l'expérience joue un rôle important (Lombardi, 1985 et 1987).

A) Épaisseur de l'écran

Dans une roche fissurée, l'épaisseur réelle de l'écran d'injection est obtenue par la *pénétration du coulis dans les fissures*. Si les fissures sont fines mais faciles à remplir sous des pressions élevées qui ont pour effet de les ouvrir, l'épaisseur désirable est facilement atteinte à partir d'une seule ligne de forages. Dans une roche à larges fissures, il n'est ni possible ni économique d'appliquer de fortes pressions et le rayon d'action de chaque forage est donc limité, ce qui rend nécessaire l'emploi de forages rapprochés pour qu'on soit certain de la continuité de l'écran. Dans un tel cas, c'est une erreur de chercher à éviter les lacunes dans l'écran en multipliant les lignes : pour une même longueur totale de forage, il est préférable de placer tous les trous sur une même ligne.

Donc, quel que soit le type de roche, la meilleure disposition est un écran d'une ligne de forages. Il paraît mince dans les dessins, mais, en réalité, il a l'épaisseur de la pénétration du coulis. La seule exception est peut-être le cas des formations karstiques, avec remplissage argileux, qui peut exiger localement plusieurs rangées de forages, comme l'exige aussi le traitement de failles par injection. Les lignes extérieures sont soumises à des pressions d'injection plus faibles et la ligne intérieure à des pressions plus grandes. Le but des lignes extérieures est d'empêcher les pertes de coulis sur une longue distance.

B) Profondeur de l'écran

De trop nombreux écrans d'injection sont encore conçus avec une profondeur liée à la hauteur du barrage, sans que l'on prenne en compte le seul facteur significatif, qui est la structure géologique du massif rocheux. Des règles telles que « profondeur de l'écran égale à la moitié de la hauteur du barrage au-dessus du sol » n'ont aucun sens. Elles sont dangereuses et mènent à des erreurs.

In addition, it may be necessary, before detailing the specification for the treatment, to make *in situ* tests. Grouting tests have been carried out on a number of sites, whereas drainage tests are exceptional (tests at Rapel dam, Chili, described by Peña *et al.*, 1970). It is likely that, owing to the vital part played by drainage in seepage control, more drainage tests will be performed in the future.

An interesting case of grouting test has been described for Cerro de Oro dam, Mexico (Marsal and Benassini, 1974), in a karstic limestone foundation where permeabilities of 100-400 Lugeon units were not exceptional. Using stabilized grouts, the permeability came down to about 2 Lugeon units. The authors consider that the field test was vital for the purpose of making cost estimates of the grout curtain (12 % of the cost of the dam) and ensuring its safety.

4.3.2. Grouting Techniques

Grouting technology is a vast subject and it is not proposed to deal with it in detail. Much published literature is available, and we shall confine ourselves to a short discussion of grout curtain design and some of the progress made in the conduct of grouting operations, an area where a high level of skill is required and experience plays an important role (Lombardi, 1985, 1987).

A) *Thickness of Curtain*

In a jointed rock, the thickness of the grout curtain is given by the *penetration of grout into the joints*. Should the joints be thin but easy to penetrate under pressure, the thickness is easily obtained by a simple row of holes. In a rock with wide joints, it is neither possible nor economical to apply high pressures and the « active radius » of each hole is therefore limited; it is then necessary to use a close spacing so as to be sure of the continuity of the curtain. In such a case it is a mistake to compensate for the possible gaps by drilling several rows of holes; for the same drilling length it is preferable to have all the holes in one single row.

Therefore, whatever the type of rock the best arrangement is a curtain in one row of holes. It looks thin on the drawings but in reality it has the thickness of the grout penetration. The only exception of this statement is perhaps the case of karstic formations with clayey infilling, which may require a several row treatment locally; the same would apply to the treatment of fault by grouting. The grout pressure used is lower in the outer rows, higher in the inner ones. The purpose of the outer rows is to prevent grout escaping over long distances.

B) *Depth of Curtain*

Too many grout curtains have been designed with depth related to the height of the dam, with no proper consideration given to the only significant factor, that is geological structure of the rock mass. Rules such as “ depth of grout curtain = half the height of the dam above the ground surface ” are simply of no engineering value. Rather, they are misleading and dangerous.

La seule démarche valable pour déterminer la profondeur est d'évaluer l'hétérogénéité de perméabilité de la fondation et le débit d'écoulement qui peut en résulter. Il arrive souvent que l'écran n'ait pas à être profond dans la zone où le barrage est le plus haut et doive au contraire être très profond sur les rives.

Quand la géologie de la fondation n'est pas claire, comme le cas se produit fréquemment dans les massifs métamorphiques ou volcaniques, il est bon *d'ajuster la profondeur de l'écran* à l'absorption d'eau mesurée par essais Lugeon. Ainsi, les trous sont approfondis aussi longtemps que l'absorption n'est pas inférieure à une certaine valeur, par exemple 10 à 20 unités Lugeon. Une règle semblable peut être fixée en ce qui concerne l'absorption de coulis pendant l'injection des tranches les plus profondes. Si, par exemple, elle est supérieure à 50 kg de ciment par mètre, les trous intermédiaires non encore injectés sont forés plus profondément. Cette méthode est la seule qui donne un écran satisfaisant, c'est-à-dire le moins coûteux pour le rôle qui lui est assigné. Cela demande de l'expérience et de la compétence.

C) *Espacement des forages*

Le cahier des charges ne devrait jamais fixer d'avance l'espacement des forages, sauf si, auparavant, on a fait des essais complets sur place. La méthode de la réduction successive des écartements est la manière correcte de réaliser un écran efficace. Basé, comme dans le paragraphe 4.3.2. B, sur des essais d'eau et l'absorption de coulis, l'écartement sera divisé par deux à la demande par l'exécution de trous intermédiaires. La dépense supplémentaire est faible par rapport au coût de réparation d'un écran présentant des lacunes. Quelques *forages de contrôle* obliques par rapport aux trous principaux d'injection sont recommandés pour vérifier le résultat du traitement. Un faible espacement final est particulièrement nécessaire dans les *roches érodables* comme les grès.

Dans le cas de *formations karstiques*, la seule réponse est un espacement initial très serré, de façon à augmenter la probabilité de rencontrer les chenaux de dissolution. Dans ce cas particulier, des trous forés par percussion, de petit diamètre, peu coûteux, peuvent être exécutés en première étape. Lorsqu'ils rencontrent une cavité, des trous de plus grand diamètre sont forés pour l'injection de mélanges de viscosité élevée, ou même de mortier.

D) *Coulis d'injection et pression d'injection*

Dans son état final, le produit d'injection doit se présenter sous une forme suffisamment résistante pour rester en place malgré les pressions hydrostatiques auxquelles il est soumis dans le milieu traité; il doit résister également aux eaux agressives. Par contre, le processus de l'injection nécessite un fluide peu rigide pour faciliter sa pénétration. Les produits répondant à ces deux conditions sont relativement rares (H. Cambefort, 1964).

Jusqu'au milieu du siècle, on s'est contenté de suspensions diluées de ciment dans l'eau, mais ces suspensions présentent l'inconvénient de ne pas être stables. Dès que cesse l'agitation qui maintient les grains en suspension, ceux-ci se déposent et un phénomène de décantation se manifeste, sauf pour les mélanges très riches en ciment. On a ainsi été amené à mettre au point des suspensions *stables* (ciments activés, mélanges eau-ciment-bentonite, etc.). Enfin, dans certains cas (par exemple, fissures très fines, fissures avec circulations d'eau), on doit utiliser d'autres produits (gels de silicate de soude, résines organiques, etc.), qui se comportent comme de véritables fluides monophasiques, et non comme des suspensions.

The only valid approach is to determine the depth in terms of the non-homogeneity of the foundation and of the seepage flow it implies. For example, in many cases, a great depth of curtain is not necessary in the area where the dam is higher, whereas the curtain must be very deep in the abutments.

When the foundation is not geologically clear, as is often the case in metamorphic or volcanic rocks, it is useful to *adjust the depth of the curtain* to the water absorption (Lugeon tests) as measured during drilling operations. For instance, the holes are deepened as long as the water test indicates an absorption greater than say 10 Lugeon units. A similar rule can be applied in terms of grout takes during grouting of the deepest stage. If this is greater than say 50 kg of cement per metre of hole, the intermediate holes, not yet grouted, are drilled deeper. This method is the only one to provide a satisfactory grout curtain, i.e. the cheapest one for the purpose. It requires expertise and judgment.

C) *Spacing of Holes*

The specifications should never rigidly fix the spacing of holes, unless very thorough field tests have been carried out beforehand. The split hole method is the correct way to achieve an efficient curtain. Based, as in para. 4.3.2. B, on water tests and grout takes, the spacing between two holes should be halved by additional holes as required. The additional expense is small as compared to the cost of repairing a curtain with gaps in it. Some *control holes* at an angle with the main grouting holes are recommended to check the final result of the treatment. A final small spacing is particularly required in *erosive rocks*, such as sandstones.

In the case of *karstic formations*, the only answer is a very close initial spacing, so as to increase the probability of crossing dissolution channels. For that specific purpose, cheap small diameter percussion holes can be drilled in a first stage. Where they meet a cavity in the ground, larger diameter holes are drilled for injecting mixes of high viscosity or even mortar.

D) *Grout Mix and Grouting Pressure*

In its final state, a grout must have sufficient strength to remain in position against the hydrostatic pressure to which it is exposed within the treated material; it must also be resistant to aggressive water. But while it is being injected, it must be a fluid of low stiffness to promote penetration. Substances meeting these two requirements are relatively rare (H. Cambefort, 1964).

Up to the middle of this century, there were only dilute suspensions of cement in water, which had the disadvantage of not being stable. As soon as the mix ceases to be agitated, the grains previously in suspension fall to the bottom and settle out, except if the cement proportion is very high. *Stable* suspensions were therefore formulated (activated cements, water/cement/bentonite mixes, etc.). Lastly, in some cases (e.g. very fine cracks, fissures conveying flowing water), other products must be used (sodium silicate gels, organic resins, etc.) which behave as single-phase fluids rather than suspensions.

Le coulis à base de ciment reste toutefois le matériau le plus utilisé pour le traitement des roches par injection. Les paramètres principaux définissant les propriétés du coulis sont : le rapport C/E (ciment/eau), la granulométrie du ciment, les additifs (bentonite, ou autres). Ces paramètres prennent toute leur signification selon la pression d'injection (voir ci-après).

En fonction du type de fissures à injecter, un ajustement doit être fait entre la viscosité et le temps de prise, en particulier lorsqu'il y a des circulations d'eau dans les fissures.

En réalité, les coulis de ciment stables se comportent comme des fluides de Bingham, caractérisés par une viscosité *et* une cohésion. Cette dernière impose qu'une certaine résistance à la pénétration doit être vaincue pour que commence l'injection des fissures. C'est la cohésion qui, pour une pression d'injection donnée, limite la distance de pénétration du coulis.

La finesse de mouture du ciment influence aussi la pénétrabilité des coulis, une finesse élevée leur permettant de traiter des fissures fines (d'épaisseur supérieure à trois fois le diamètre des grains les plus gros). On utilise aujourd'hui des coulis de ciment à fort dosage (C/E supérieur à 1,5), qui sont pratiquement stables.

En ce qui concerne les pressions d'injection, les coulis fortement dosés peuvent être injectés à *haute pression*, comme pour les injections de consolidation (chapitre 4.1.4.). Pendant des années, il y a eu une grande différence sur ce point entre la pratique américaine (pression d'injection ne dépassant pas le poids du terrain au point d'injection) et la pratique européenne (pression beaucoup plus élevée). Maintenant, il existe un consensus sur la nécessité d'*ouvrir les fissures*, dans une roche à fissures fines, par l'effet de la pression d'injection. Il est alors indispensable de relier pression et volume injecté, la pression devant augmenter pour les forages faits les derniers, absorbant moins de coulis que les premiers.

E) *Vérification de l'efficacité de l'injection*

Avant que le barrage ne soit en service, le seul moyen direct pour vérifier l'efficacité de l'injection consiste en l'exécution d'*essais d'eau dans la roche injectée*. Les résultats sont souvent dispersés et ne sont pas assez fiables pour donner la certitude que l'écran sera réellement étanche et ne comporte pas de lacune. La seule réponse sûre est donnée par le premier remplissage, partiel ou total, de la retenue. Il est donc nécessaire de pouvoir maîtriser le niveau de remplissage, d'exercer une surveillance efficace (mesures de débits de fuite, mesures piézométriques, observation de divers dépôts ou concrétions, analyse chimique des eaux de fuite), et de *pouvoir compléter l'injection si nécessaire*. Pour cela, les galeries d'injection (et de contrôle) présentent un intérêt majeur (voir paragraphe 4.3.5.).

4.3.3. Écrans de drainage

A) *Profondeur*

Les recommandations faites pour les écrans d'injection s'appliquent aussi à la profondeur à donner aux écrans drainants. La géologie et une vision claire des cheminements d'eau possibles sont les seuls guides valables.

The cement-based mix is still however the most widely used grout for rock treatment. The leading parameters determining the properties of the mix are cement/water (C/W) ratio, cement grading curve, admixture content (bentonite, etc.). These parameters are only meaningful when associated with grouting pressure (see below).

Viscosity and setting time must be adjusted to suit the type of fissures to be grouted, especially when water is circulating in the fissures.

In fact, stable cement grouts behave as Bingham fluids characterized by viscosity *and* cohesion. Cohesion means that some resistance to penetration must be overcome for grout to start to flow into the fissures. It is the property which limits the penetration distance at a given pressure.

Cement fineness also affects grout penetration, a very fine grinding being suitable for fine cracks (width three times greater than the diameter of the largest grains). Today, cement-rich mixes (C/W > 1.5) are used, which are almost completely stable.

With respect to grouting pressure, grouts of thick consistency are now injected at *higher pressure*, as for consolidation grouting (para. 4.1.4.). For years there was a large discrepancy on this point between American practice (grouting pressure not exceeding the weight of the ground at the grouting point) and the European practice (higher pressure). Nowadays, there seems to be a trend to a consensus on the need to *open the joints* in finely jointed rocks by the action of grouting pressure. This makes it essential to correlate pressure and grout take, with higher pressures being used in the holes grouted last, which will take less grout than the earlier ones.

E) *Checking the Efficiency of Grouting*

Before the dam is in operation, the only direct means for checking the actual efficiency of the grouting is to make *water tests in the grouted volume of rock*. The results, however, are often scattered and not sufficiently reliable to ensure that the curtain will be really tight. A better answer is to take advantage of a partial or total filling of the reservoir. It is necessary therefore to be able to control the rising water level, exercise effective monitoring (of leakage rates, piezometers, deposits or concretions, chemical analysis of leakage), and *be capable of regrouting if necessary*. The grouting/inspection gallery is highly valuable in this respect (see section 4.3.5.).

4.3.3. Drainage Curtains

A) *Depth*

The same general comments as for grout curtains apply to the depth of drainage curtains. The geology and a clear picture of the possible flow paths are the only reliable guides for the designer.

B) Espacement et diamètre des trous

Ici encore, des essais d'eau sont utiles pour déterminer le nombre de trous de drainage nécessaires, car l'espacement optimal dépend de la perméabilité de la roche. Il est bon de noter que beaucoup d'écrans drainants ont leurs *forages trop espacés* pour être efficaces. Une distance raisonnable se situe entre 5 m et 1,50 m. Au barrage de Santa Rosa, Mexique (Alberro, 1976), l'espacement initial de 10 m entre trous verticaux fut jugé inadéquat dès le premier remplissage du réservoir. Des trous supplémentaires inclinés à 25° sur la verticale, avec un espacement de 5 m, furent forés. Dans certaines zones localisées, on dut même forer des trous plus rapprochés.

Au contraire des trous d'injection, les trous de drainage ne doivent pas être de faible diamètre, puisqu'il n'existe pas de phénomène tel que l'ouverture des fissures pour faciliter le drainage. Le diamètre minimal semble être de 75 mm ou 100 mm. On peut indiquer ici le cas de Bajina Basta (Yougoslavie), où le drainage de la fondation (schistes argileux et grès), sous le barrage poids-évidé, fut réalisé au moyen de deux lignes de puits de décharge, de 3 m de diamètre et 10 m d'écartement sur chaque ligne (Bozovic, 1976). La surveillance des sous-pressions y est faite au moyen de 130 piézomètres.

Enfin, il faut signaler que l'installation de tubes finement *crépinés* est indispensable dans les roches érodables, telles les grès tendres. On va jusqu'à entourer les tubes d'un filtre remplaçable, soit en sable, soit en géotextile.

C) Drainage des canalicules et failles

Une question importante, présentée aussi au paragraphe 3.3., est de savoir si le drainage peut être efficace dans une fondation rocheuse où l'eau percole à travers des *canalicules préférentiels*. Une ligne unique de drains ne donne en ce cas aucune protection à l'aval et il pourrait être nécessaire d'envisager alors une distribution uniforme des trous de drainage à travers *l'ensemble du volume rocheux* (Sabarly *et al.*, 1970). Ce mécanisme devra être étudié attentivement, car beaucoup de fondations protégées par un rideau de drainage traditionnel ne sont *peut-être* pas drainées du tout. Un certain nombre d'observations récentes ont montré que l'écoulement en canalicules était fréquent. Le facteur dominant l'efficacité du drainage est alors la proportion entre le débit des canalicules et celui des fissures planes. Mais, dès qu'il existe des canalicules, ce rapport est très élevé. Le résultat est qu'un drain qui ne rencontre pas un canalicule n'a pratiquement aucun effet sur le réseau d'écoulement et, par conséquent, sur les pressions correspondantes. D'où la nécessité d'*essais de drainage* (Peña *et al.*, 1970).

L'existence de canalicules a conduit à mettre en place des forages de drainage distribués dans tout le massif à protéger et recoupant, en particulier, les surfaces de discontinuités où les sous-pressions auraient des effets nocifs. De tels forages de décharge fonctionnent comme des soupapes de sécurité.

Les forages de décharge paraissent être suffisants dans la plupart des cas. Mais, on peut avoir parfois quelque réticence à établir un projet dont la stabilité serait basée sur cette fonction de soupape; on peut alors avoir recours à la *galerie-clavette de décharge*, placée à cheval sur la discontinuité (A. Pautre *et al.*, 1976).

La Fig. 57 schématise une faille située à l'aval d'un appui de barrage et particulièrement sensible aux sous-pressions. Les forages de décharge représentés à

B) Spacing of Holes and Diameter

Again, water tests are useful for deciding on the necessary number of drain holes, because the optimum spacing depends on the permeability of rock. It is worth noting that most drainage curtains probably have *holes too far apart* to be efficient. A reasonable spacing is 5 to 1.50 m. At Santa Rosa dam, Mexico, for example (Alberro, 1976), the initial spacing of vertical holes at 10 m was found inadequate after filling of the reservoir. Additional holes were drilled, sloping 25°, at a spacing of 5 m. In some local zones it was still necessary to drill closer spaced holes.

As opposed to the grouting holes, the drainage holes should not be too small in diameter, as there is no such phenomenon as the opening of joints to facilitate penetration of flow in the case of drainage. A minimum diameter seems to be 75 mm or even 100 mm. It is worth mentioning here the case of Bajina Basta dam (Yugoslavia) where the drainage of the foundation (clayey schists and sandstones), under the hollow gravity dam, was achieved by two lines of relief wells, 3 m in diameter and at 10 m spacing in each line (Bozovic, 1976). The monitoring of uplift is done by 130 piezometers.

Lastly, it is important to install finely *slotted* tubes in erodible rock like soft sandstone. It may even be decided to pack a replaceable filter around the tubes, using sand or geotextile.

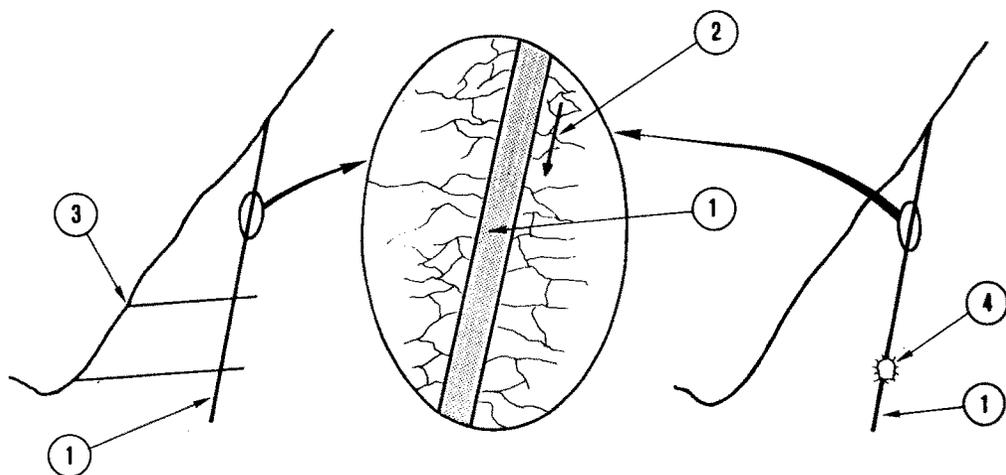
C) Drainage of Preferential Channels and Faults

If seepage passes through *preferential channels* as described in section 3.3, a single line of drains will give no protection downstream and it might be better to spread the holes in a regular pattern over the *whole foundation* (Sabarly *et al.*, 1970). This point merits attention, because many dam foundations with conventional drainage systems *may* in fact not be drained at all. Recent observations reveal that preferential channel type seepage often occurs and, in this case, the dominant factor in drain performance is the ratio between the volume passing through these channels and the volume through planar fissures. The ratio is very high whenever such channels exist. Drains will have no effect on the flow net or pressures unless they intercept these channels, and so *drainage tests* must be made beforehand (Peña *et al.*, 1970) to ensure that the foundation rock is drainable.

Preferential channels in the foundation have prompted designers to provide relief holes throughout the foundation, drilled to intersect the discontinuities where uplift pressure would be dangerous. Relief holes operate like safety valves on a pressure vessel.

Relief holes appear to be sufficient in most cases. But one might hesitate to design a dam whose stability is based on the safety valve concept. When in doubt, it is worth considering the *pressure relief drift* driven along the discontinuity (A. Pautre *et al.*, 1976).

Fig. 57 is a sketch of a fault on the downstream side of a dam abutment which is highly sensitive to uplift pressure. The relief holes shown on the left will not be



gauche ne deviendront vraiment efficaces qu'au moment où la faille amorcera un mouvement d'ouverture. Par contre, la galerie-clavette de décharge située à cheval sur la faille, comme le montre le schéma de droite, sera alimentée en permanence du fait de l'anisotropie de perméabilité : perpendiculairement à son plan, la perméabilité de la faille est très faible, mais, parallèlement à son plan, cette perméabilité est, au contraire, sensiblement plus élevée. Bien entendu, le revêtement de la galerie, dans le cas où un tel revêtement est nécessaire, doit rester drainant (filtre au contact roche-revêtement et trous de drainage).

Il faut également souligner que l'exécution précoce des galeries-clavette de décharge permet de compléter la reconnaissance d'une faille, de préciser sa géométrie et les caractéristiques mécaniques de son remplissage, et de rendre plus réalistes les calculs de stabilité. De telles galeries facilitent également l'auscultation des appuis du barrage.

Dans certains cas, la géométrie particulièrement défavorable des discontinuités géologiques peut rendre douteuse la stabilité d'un appui, même si les sous-pressions ont été fortement réduites au moyen de galeries de décharge. Il vient alors à l'esprit de leur associer les classiques galeries-clavette de confortement qui ont pour but d'améliorer la résistance au cisaillement de la discontinuité.

La Fig. 58 représente, à titre d'exemple, deux ensembles de galeries-clavette de renforcement et de décharge, placées à cheval sur un joint de cisaillement.

L'ensemble de gauche, situé à l'amont, assure trois fonctions :

- étanchement par le béton dans la zone des joints, la plus difficile à étancher, et par des forages d'injection de part et d'autre;
- confortement;
- décharge hydraulique par sa paroi drainante (rocher nu, ou revêtement avec trous de décharge et filtre si un débouillage est à craindre).

Fig. 57

Pressure relief drift concept.

Principe de la galerie-clavette de décharge.

- | | |
|---|---|
| (1) Discontinuity : water arrives through small channels. | (1) <i>Discontinuité alimentée par canalicules.</i> |
| (2) Preferential seepage. | (2) <i>Écoulement privilégié.</i> |
| (3) Relief holes. | (3) <i>Forages de décharge.</i> |
| (4) Pressure relief drift. | (4) <i>Galerie-clavette de décharge.</i> |

really effective until the fault has started to open. The pressure relief drift spanning the fault, on the other hand, as shown on the right, will drain off water at all times because of the permeability anisotropy : in the direction perpendicular to the plane of the fault, its permeability is very low, but, parallel to it, its permeability is distinctly higher. Of course, the gallery lining (if any) must be free draining (filter at rock contact, and drainage holes).

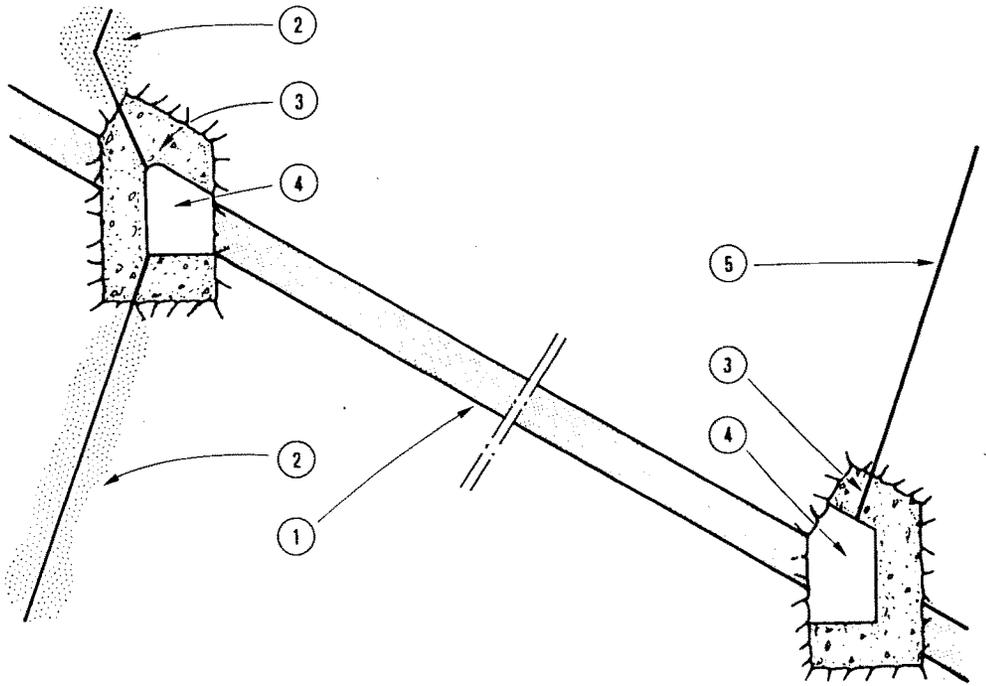
It must also be stressed that early driving of these pressure relief drifts is a means of obtaining additional information on the fault, its geometry and the mechanical properties of the infilling, so making the stability analyses more realistic. They also permit effective instrumentation of the dam abutments.

In some cases, the very critical geometry of the geological discontinuities may cause concern about the stability of the abutment, even if uplift is significantly reduced with pressure relief galleries. One naturally thinks of concreted stabilizing galleries along the fault, designed to improve its shear strength.

Fig. 58 is a typical example of two sets of pressure relief and shear key drifts spanning a shear joint.

The left-hand set towards the upstream side has three functions :

- to prevent seepage, by means of the concrete in the joint zone (the most difficult zone to seal), the flanking rock being grouted;
- to strengthen the rock;
- to provide pressure relief through the tunnel wall (bare rock or lining with drainage holes and filter if blow-outs are expected).



L'ensemble de droite, situé à l'aval, assure les fonctions de confortement et de décharge.

Les deux galeries permettront l'exécution de forages de drainage classiques.

4.3.4. Emplacement des écrans d'injection et de drainage

On admet généralement que, dans les roches finement fissurées, la *conductivité hydraulique varie avec l'état de contrainte*. Quand on se rend compte que les charges appliquées par un barrage, particulièrement par une voûte, donnent des contraintes qui pénètrent dans la roche fissurée bien plus profondément que selon la théorie de l'élasticité, il devient clair que le barrage lui-même peut modifier substantiellement les conditions de percolation dans ses fondations.

Les premières prises de position sur ce phénomène étaient quelque peu théoriques et spéculatives, mais depuis 1966 on a publié de nombreux résultats de mesures qui rendent évidente la validité de ce mécanisme. Par exemple, au barrage de Santa Rosa, au Mexique, le débit des fuites mesuré en fonction du niveau de la retenue (Fig. 59) satisfait entièrement la relation selon laquelle la perméabilité varie en raison des variations de contraintes (Alberro, 1976).

Cela confirme les recommandations faites il y a longtemps (Londe et Sabarly, 1966; Ter Minassian *et al.*, 1967) sur la position à donner aux écrans d'injection et de drainage (Fig. 60). La zone comprimée sous le barrage crée une *barrière étanche*

Fig. 58

Pressure relief and shear key drifts.

Galeries de décharge et clavette de confortement.

- | | |
|--|--|
| (1) Bedding joint. | (1) <i>Joint de stratification.</i> |
| (2) Grout curtain. | (2) <i>Écran d'injection.</i> |
| (3) Shear key drift filled with reinforced concrete. | (3) <i>Clavette de confortement en béton armé.</i> |
| (4) Pressure relief drift. | (4) <i>Galerie-clavette de décharge.</i> |
| (5) Drilled drain hole. | (5) <i>Forage de drainage.</i> |

The other set on the right-hand side, towards downstream, provides strength and pressure relief.

The two galleries can be used for drilling conventional drains.

4.3.4. Location of Grout and Drainage Curtains

It is now widely accepted that in finely jointed rocks the *hydraulic conductivity varies with the state of stress*. When it is realized that the load applied by a dam (particularly an arch dam) induces stresses which penetrate the jointed rock mass much deeper than in elastic theory, then it is clear that the dam itself can substantially alter the seepage conditions in its foundations rock.

The first statements and comments on this phenomenon were somewhat theoretical and speculative, but since 1966 a number of field measurements have been published giving evidence of the validity of the mechanism. For instance, at Santa Rosa dam (Mexico) the quantity of leakage as measured versus the water level in the reservoir entirely satisfies the theoretical relationship assuming a variation in the permeability due to changes of the stresses (Fig. 59) (Alberro, 1976).

This confirms the recommendations made many years ago (Londe and Sabarly, 1966; Ter Minassian *et al.*, 1967) on the location of grout and drainage curtains (Fig. 60). The compressed zone under the dam creates a *watertight barrier* which

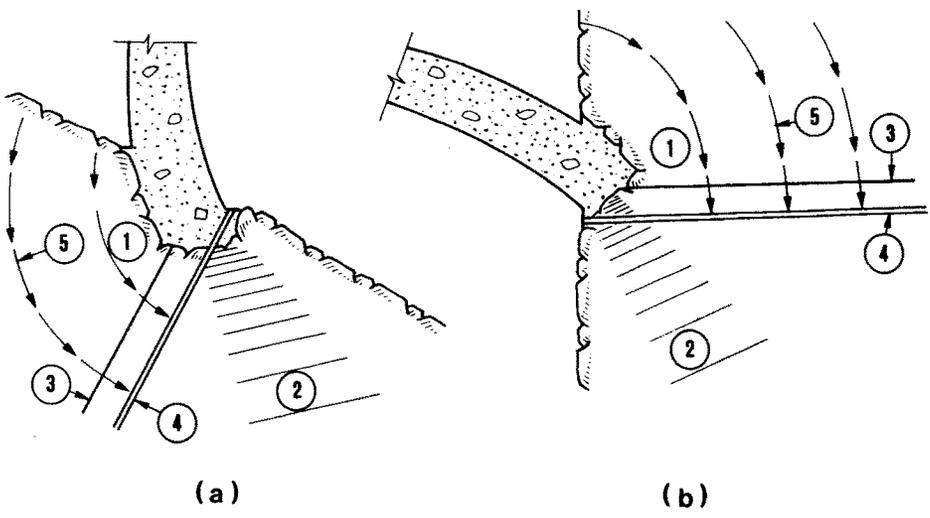
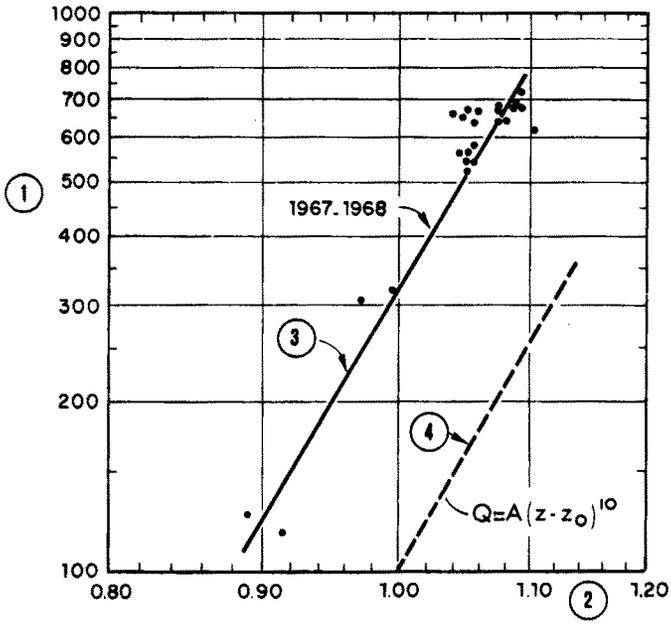


Fig. 59

Santa Rosa dam (Mexico) - Seepage flow versus water level.

Barrage de Santa Rosa (Mexique) - Débit de percolation en fonction du niveau de la retenue.

- | | |
|--|---|
| (1) Seepage flow Q in l/min. | (1) <i>Débit de percolation Q en l/min.</i> |
| (2) $Z - Z_0$ in meters with
Z water level
Z_0 level of the bottom of gallery. | (2) <i>$Z - Z_0$ en mètres avec
Z niveau de la retenue
Z_0 niveau de la galerie.</i> |
| (3) Measured variation with level. | (3) <i>Variation du débit, mesurée.</i> |
| (4) Theoretical relationship of variation. | (4) <i>Pente théorique de la variation de débit.</i> |

Fig. 60

Proposed arrangements for drainage and grouting.

Dispositions proposées pour le drainage et l'injection.

- | | |
|--------------------------------------|--|
| (a) Radial vertical section on bank. | (a) <i>Coupe verticale radiale sur rive.</i> |
| (b) Horizontal section on bank. | (b) <i>Coupe horizontale sur rive.</i> |
| (1) Open zone. | (1) <i>Zone ouverte.</i> |
| (2) Compressed zone. | (2) <i>Zone comprimée.</i> |
| (3) Line of grouting holes. | (3) <i>Ligne des forages d'injection.</i> |
| (4) Drainage curtain. | (4) <i>Rideau de drainage.</i> |
| (5) Flow forces. | (5) <i>Forces d'écoulement.</i> |

qui peut, dans certains cas, être plus imperméable qu'un écran d'injection très bien exécuté et donc rendre ce dernier inutile. Par ailleurs, pour réduire les effets nuisibles d'une telle barrière, située en général dangereusement à l'aval, on doit incliner l'écran drainant *vers l'amont*. Cet écran doit cependant ne pas venir au contact de la zone proche du pied amont du barrage où les discontinuités sont largement ouvertes par le champ de contraintes produit par le barrage lui-même quand il est complètement mis en charge par le réservoir.

Les Fig. 61 *a, b et c* illustrent un cas d'application d'un tel traitement à un barrage-voûte. Il s'agit du barrage-voûte de Kukuan (Taiwan), de 85 m de hauteur, construit de 1959 à 1962 (Ter Minassian *et al.*, 1967). Des diaclases, des fractures et une faille amont-aval recoupent les plans de stratification. Il fallait donc agir contre la possibilité de fortes circulations d'eau (injection) et de pressions dangereuses à l'aval des appuis (drainage).

Une mauvaise implantation des écrans d'injection et de drainage peut conduire à des anomalies de comportement de la fondation de l'ouvrage, principalement dans le cas des barrages-voûte et poids-voûte, par suite du desserrage de la roche au pied amont sous l'effet de la flexion du barrage vers l'aval. Un tel exemple est fourni par le barrage de Bort (France), du type poids-voûte, de 120 m de hauteur, fondé sur des micaschistes et des gneiss fissurés; la plupart des fissures sont garnies de mylonite (Plichon *et al.*, 1976). Parmi les nombreux résultats d'auscultation (topographie, pendules, extensomètres, piézomètres, fuites), seules les valeurs de niveaux piézométriques sous l'ouvrage étaient préoccupantes (Fig. 62).

De plus, des fils de fondation horizontaux, installés vers l'amont, dans des forages exécutés depuis la galerie de visite du pied du barrage, mettaient en évidence des mouvements relatifs entre le béton de fondation et le massif rocheux avoisinant : 2 à 3 mm pour des variations du plan d'eau d'une trentaine de mètres. En outre, pendant l'exécution de ces forages, des venues d'eau avaient montré que des infiltrations prenaient naissance au contact béton-rocher, ainsi que dans la roche jusqu'à une quinzaine de mètres de l'ouvrage.

Pour s'opposer aux infiltrations et aux sous-pressions, un écran d'injection seul, tel celui réalisé à la construction du barrage (1946-1951), n'étant pas adapté, il fut décidé de mettre en œuvre un dispositif comportant (Fig. 63) :

- un tapis d'étanchéité amont en béton armé, rendu solidaire du rocher dans sa partie amont et relié au barrage par un joint souple susceptible d'absorber les mouvements relatifs entre tapis et barrage;
- un écran d'injection amont prolongeant le tapis, situé en dehors de la zone de desserrage de la fondation;
- un réseau de drainage exécuté depuis la galerie de visite.

Les résultats constatés sont excellents. Au droit de la galerie, les sous-pressions qui, par endroits, atteignaient presque le niveau de la retenue (Fig. 62) sont maintenant presque nulles.

might be, in many cases, much more impervious than any well-built grout curtain and might therefore render the latter of no use. On the other hand, in order to reduce the detrimental effect of this barrier, in general located dangerously downstream, the drainage curtain should be inclined *towards upstream*. It should, however, avoid coming into contact with the zone near the upstream toe of the dam where the joints are opened wide by the tensile stress field induced by the dam itself when fully loaded by the reservoir.

Fig. 61 *a, b* and *c* illustrate a typical application of such treatment to an arch dam. The case in question is Kukuan arch dam (Taiwan), 85 m high, built between 1959 and 1962 (Ter Minassian *et al.*, 1967). Joints, fractures and an upstream-downstream fault intersect the bedding planes. Steps had therefore to be taken to prevent heavy flows of water (by grouting) and dangerous pressures on the downstream sides of the abutments (by drainage).

Inappropriate positioning of the grout and drainage curtains may lead to anomalous behaviour in the dam foundation, especially with arch and arch – gravity dams, because the rock decompresses at the upstream toe as the dam wall deflects towards downstream. An example is Bort dam (France), an arch – gravity structure, 120 m high, on fissured gneiss and micaschist, with most of the fissures with mylonite (Plichon *et al.*, 1976). Of the many types of instrumentation (topographic survey, pendulums, extensometers, piezometers, leakage rates), only the piezometer readings were worrying (Fig. 62).

In addition, wires in boreholes drilled upstream from the inspection gallery at the base of the dam revealed relative movements, between the foundation concrete and adjacent rock, of 2-3 mm for a change in reservoir level of around thirty metres. Water entering these holes while they were being drilled was evidence of seepage originating at the rock-concrete contact and within the rock itself to a distance of some fifteen metres from the dam.

A grout curtain alone, as provided when the dam was built (1946-1951), was not capable of controlling this seepage and uplift, and it was decided to add (Fig. 63) :

- a reinforced concrete blanket upstream of the dam, tied back into the rock at its upstream end, and with a flexible joint where it met the dam wall to allow for relative movements between the apron and the dam;
- a grout curtain at the upstream end of this blanket, where the foundation was not decompressed;
- a drain system drilled from the inspection gallery.

The results have been excellent. Uplift pressures at inspection gallery level, which were in places almost equal to the hydrostatic head (Fig. 62), have dropped to near zero.

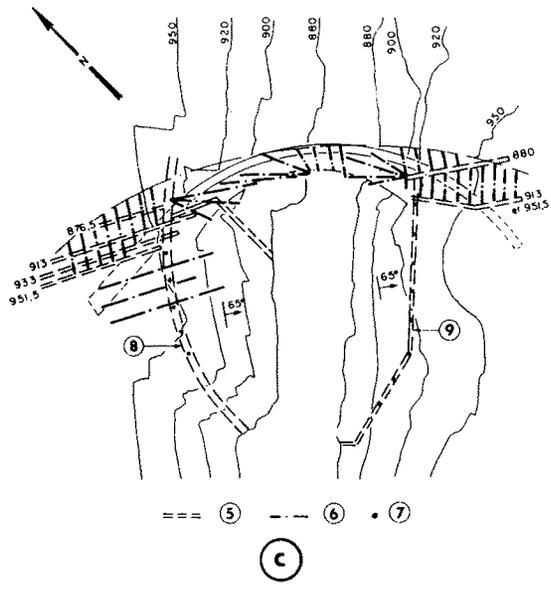
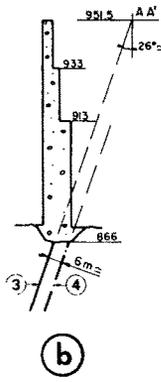
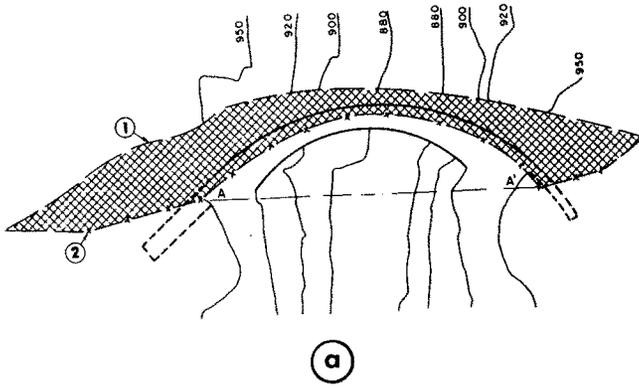
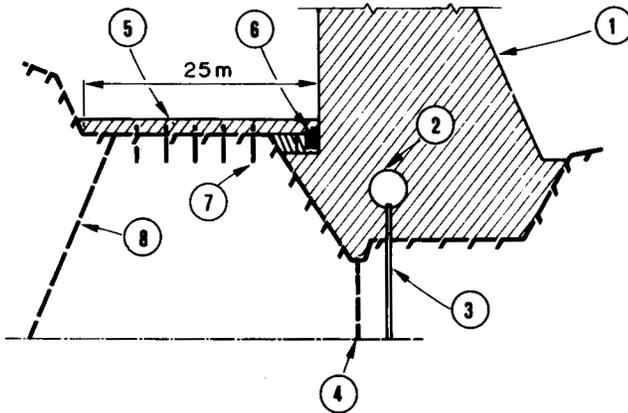
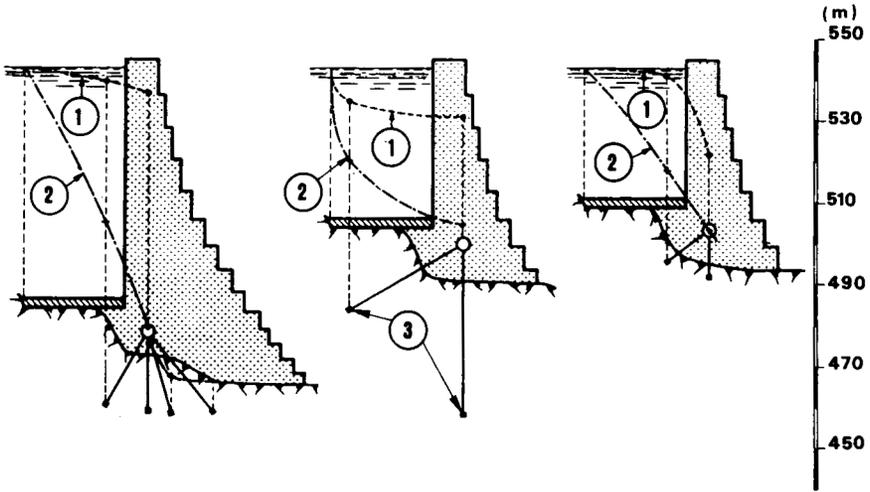


Fig. 61

Kukuan arch dam (Taiwan) - Grout and drainage curtains.

Barrage-voûte de Kukuan (Taiwan) - Écrans d'injection et de drainage.

- | | |
|---------------------------------------|--|
| (a) Grout curtain - Plan view. | (a) <i>Écran d'injection - Vue en plan.</i> |
| (b) Diagrammatic section. | (b) <i>Coupe verticale schématique.</i> |
| (c) Drainage - Plan view. | (c) <i>Drainage - Vue en plan.</i> |
| (1) Lower limit of the grout curtain. | (1) <i>Limite inférieure de l'écran d'injection.</i> |
| (2) Upper limit of the grout curtain. | (2) <i>Limite supérieure de l'écran d'injection.</i> |
| (3) Plane of grouting holes. | (3) <i>Plan des forages d'injection.</i> |
| (4) Plane of drainage holes. | (4) <i>Plan des forages de drainage.</i> |
| (5) Horizontal adits. | (5) <i>Galeries horizontales.</i> |
| (6) Curtain drainholes. | (6) <i>Drains du rideau.</i> |
| (7) Bank protection drainholes. | (7) <i>Drains de protection des rives.</i> |
| (8) Diversion tunnel. | (8) <i>Galerie de dérivation.</i> |
| (9) Access and protection gallery. | (9) <i>Galerie d'accès et de protection.</i> |



4.3.5. Utilisation de galeries

L'utilisation de galeries est fortement recommandée pour exécuter les écrans d'injection et de drainage. Cela rend les travaux indépendants du chantier du barrage et permet d'améliorer le programme des travaux. En outre, cela évite, dans les climats froids, que des drains ne soient bouchés par le gel. Enfin, l'efficacité du drainage est augmentée par des trous forés de bas en haut. Au barrage de Mica, au Canada (Khilnani et Webster, 1976), l'appui rive droite a été équipé de drains de 100 m de longueur, forés en remontant à partir d'une galerie. Au barrage de Kops, en Autriche (Ganser, 1976), l'appui rocheux d'une rive a été stabilisé à l'aide de drains forés en remontant à partir d'une galerie (Fig. 64). Au barrage-voûte de Turkwel, Kenya (1991), les appuis du canyon ont été stabilisés par des écrans d'injection et de drainage exécutés à partir de 5 galeries dans chaque rive, distantes de 22 m, et complétées par une galerie dans le socle du barrage (Cochet *et al.*, 1991).

Fig. 62

Bort arch-gravity (France) - Piezometric measurements in foundation.

Barrage poids-voûte de Bort (France) - Mesures piézométriques dans la fondation.

- | | |
|--|--|
| (1) Piezometric level before remedial works. | (1) <i>Ligne piézométrique avant traitement.</i> |
| (2) Piezometric level after remedial works. | (2) <i>Ligne piézométrique après traitement.</i> |
| (3) Point piezometers. | (3) <i>Piézomètres ponctuels.</i> |

Fig. 63

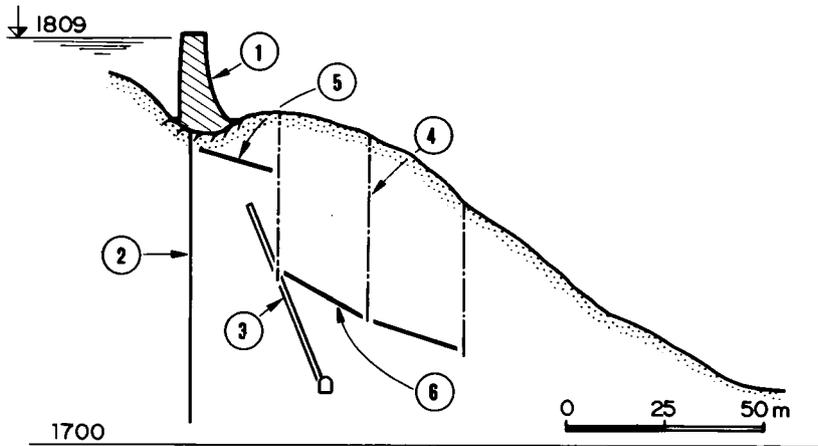
Bort arch-gravity dam (France) - Concrete upstream blanket.

Barrage poids-voûte de Bort (France) - Tapis amont en béton.

- | | |
|---------------------------------------|---|
| (1) Arch-gravity dam. | (1) <i>Barrage poids-voûte.</i> |
| (2) Inspection gallery. | (2) <i>Galerie de visite.</i> |
| (3) Drainage system. | (3) <i>Réseau de drainage.</i> |
| (4) Former (imperfect) grout curtain. | (4) <i>Écran d'injection ancien (défectueux).</i> |
| (5) Concrete blanket. | (5) <i>Tapis en béton.</i> |
| (6) Flexible seal. | (6) <i>Étanchéité souple.</i> |
| (7) Blanket rock anchors. | (7) <i>Ancrages du tapis au rocher.</i> |
| (8) New grout curtain. | (8) <i>Écran d'injection nouveau.</i> |

4.3.5. Use of Galleries

Galleries are highly recommendable for the execution of grout and drainage curtains. The works are rendered independent of the construction of the dam and usually the time schedule of the works is improved. In addition, they avoid the plugging of the drains by freezing, and increase the efficiency of drainage where upward drains are drilled. At Mica Dam, Canada (Khilnani and Webster, 1976), drain holes 100 m high were drilled upwards from the gallery in the right bank. At Kops Dam, Austria (Ganser, 1976), the rock abutment on one bank was stabilized by drains drilled upwards from a gallery (Fig. 64). At Turkwel arch dam, Kenya (1991), the rock abutments in the canyon were stabilized by grout and drainage curtains carried out from 5 galleries in each bank, 22 m apart, and from a gallery at the base of the dam (Cochet *et al.*, 1991).



Un autre avantage capital des galeries est qu'elles permettent des observations et une surveillance correcte des systèmes d'injection et de drainage, des piézomètres et des compteurs de débit étant alors faciles à installer et à lire. Aujourd'hui, on relie électriquement les capteurs à un système de traitement centralisé automatique. Si l'on détecte des déficiences locales, la galerie permet d'entreprendre des travaux correctifs dans un minimum de temps et au plus bas prix.

4.3.6. Parois étanches en béton

Quand le massif rocheux est très perméable ou quand l'injection n'est pas sûre ou est trop onéreuse, on peut préférer réaliser l'écran sous forme d'une *paroi en béton*. Cette méthode a été principalement appliquée dans des formations karstiques ou dans des roches très poreuses et friables. On commence à l'employer systématiquement dans des formations présentant de sérieux risques d'érosion.

Le procédé classique consiste à creuser une succession de galeries, l'une au-dessus de l'autre, qui forment un mur continu après remplissage par du béton. Une autre méthode est celle de la tranchée étrésoillonnée et bétonnée, appelée « méthode Bioge » d'après le nom du barrage de Bioge en France (Bourriot, 1968).

Au barrage de Keban, en Turquie (Esen et Seyhun, 1970), les grottes karstiques découvertes au cours des travaux d'excavation et d'injection se révélèrent beaucoup plus importantes que prévu à l'origine. Plus de 80 000 m³ de béton furent utilisés pour remplir ces grottes sous le barrage. Dans la fondation rive gauche, une *paroi en béton* fut construite à l'aide de *puits jointifs* inclinés à 45 degrés. La superficie de cette paroi est de 8 200 m² et son épaisseur minimale de 1,5 m.

Au barrage de Karun, en Iran (P. Petiteville *et al.*, 1982), voûte de 200 m de hauteur, la fondation est constituée de calcaire dolomitique et karstique, et comprend des bancs plus ou moins marneux. La fondation présente, notamment en rive droite, une série de failles ouvertes ou remplies de matériaux argileux plastiques. L'exécution des fouilles de l'appui rive droite mit à jour une première faille sub-verticale, émergeant à l'aval de l'appui de l'ouvrage. Il fut décidé d'introduire une coupure continue et résistante sur toute la hauteur de la faille au moyen d'un

Fig. 64

Kops arch dam (Austria) - Drainage of right abutment.
Barrage-voûte de Kops (Autriche) - Drainage de l'appui rive droite.

- | | |
|--|--|
| (1) Dam. | (1) Barrage. |
| (2) Grout curtain. | (2) Écran d'injection. |
| (3) Drainage well and observation gallery. | (3) Puits de drainage et galerie de visite. |
| (4) Piezometer drill hole. | (4) Forage piézométrique. |
| (5) Natural phreatic line prior to dam construction. | (5) Ligne phréatique naturelle avant la construction du barrage. |
| (6) Phreatic line after drainage. | (6) Ligne phréatique après drainage. |

Another advantage of galleries is that they allow correct observation and monitoring of the grout and drainage system. Piezometers and flowmeters are easy to install and to read. Nowadays, the instruments are electrically connected to a centralized automated processing system. In case of any local deficiency, the galleries also enable the corrective actions to be taken in the minimal period of time and at the lowest cost.

4.3.6. Concrete Diaphragms Walls

In cases of rock masses of very high permeability or where grouting procedures are either not reliable or not economical, it may be preferred to have a built-in *concrete diaphragm wall* acting as a positive cut-off in the bank. This method has been applied mainly in *karstic* formations or in *very porous and friable* rocks. It is beginning to be systematically used in formations where serious erosion is possible.

The usual process consists in driving a succession of galleries, one on top of the other, which form a continuous wall after they are filled with concrete. Another method is the shored trench method, also called Bioge method after the name of Bioge dam in France (Bourriot, 1968).

At Keban dam, Turkey (Esen and Seyhun, 1970), the karstic caves discovered during the excavation and grouting works were much more extensive than anticipated at the design stage. A total volume of more than 80 000 m³ of concrete was used for filling these caves under the dam. In the left bank foundation, a *concrete diaphragm wall* was built by means of *successive shafts* inclined at 45°. The area of this positive cut-off is 8 200 m² and its minimum thickness is 1.50 m.

At Karun arch dam in Iran (P. Petiteville *et al.*, 1982), 200 m high, the foundation is karstic dolomitic limestone with marl beds. On the right bank especially, there is a set of faults, some open, some filled with plastic clay. Excavation for the right bank abutment revealed a subvertical fault daylighting downstream of the dam. It was decided to insert a strong, continuous cut-off over the whole height of the fault in the form of a *concrete wall* 2 m thick and 127 m high. Below the base of the wall, there is a 15 m-deep shaft and a grout curtain. A

mur en béton de 2 m d'épaisseur s'étendant sur 127 m de hauteur; le mur est prolongé en profondeur par un puits de 15 m de profondeur et par un écran profond d'injection. La réalisation du mur a nécessité le creusement de deux puits à ses extrémités; sur la plus grande partie de sa hauteur, le mur a été excavé et bétonné par tranches de 2 m remontantes.

Le barrage de Khao Laem (Thaïlande), en enrochement, avec masque amont en béton, de 130 m de hauteur, est fondé sur un complexe de roches non calcaires et calcaires, comportant des failles et karstifiées à divers degrés (S. Watakeekul et A. J. Coles, 1985). Un important traitement d'étanchement a été exécuté, comprenant, en plus des écrans d'injection, des *parois en béton* réalisées par divers procédés : pieux sécants de 0,760 m de diamètre et de 0,615 m d'entre-axe; pieux sécants de 0,300 m de diamètre et de 0,225 m d'entre-axe; tranchée excavée de 2 m de largeur, remplie de béton; paroi continue en béton, de 0,900 m d'épaisseur, les tranchées ayant été excavées entre des galeries horizontales. Ces parois représentent une surface totale de 18 700 m² et ont nécessité la mise en place de 21 800 m³ de béton.

Plus récemment, les progrès remarquables faits dans les moyens de havage mécanique (par exemple l'« hydrofraise ») ont permis la réalisation de *parois moulées dans des fondations rocheuses*, alors qu'il y a peu d'années on ne pouvait envisager de telles parois que dans des sols. Cette solution offre des possibilités très intéressantes, dans les cas où un écran sans lacune est absolument nécessaire, ce que ne garantit jamais un traitement par injection. Ceci est particulièrement indiqué dans les massifs *érodables*, comme les grès tendres, ou *solubles*, comme les gypses et les anhydrites. La mise en place d'une paroi moulée par hydrofraise au barrage de Fontenelle (1989) est un exemple typique de l'intérêt de cette solution pour maîtriser les percolations dans un appui de barrage qui avait été gravement endommagé par érosion régressive (Th. Strobl, 1991). Ce procédé ne manquera pas de trouver de nombreuses applications.

4.3.7. Auscultation et entretien des écrans d'étanchéité et de drainage

Les écrans d'étanchéité et de drainage sont sujets au vieillissement et il est impératif de les surveiller et de les réparer si nécessaire. Il apparaît à l'expérience qu'on ne peut jamais être sûr que le régime hydraulique d'une fondation de barrage est acquis définitivement. Depuis longtemps, les exploitants de barrages ont donc compris l'importance du contrôle de ce régime hydraulique, action permanente permettant de reconnaître si une intervention est nécessaire pour rendre à la fondation ses qualités antérieures (D. Bonazzi *et al.*, 1985).

A) Contrôle des écrans d'étanchéité et de drainage

Les *mesures de fuites et de piézométrie* sont l'outil privilégié de contrôle pour les dispositifs d'étanchéité et de drainage, ces deux types de mesures étant complémentaires. Les paragraphes 2.4.8. et 2.4.9. traitent spécifiquement de ces mesures. Seules quelques recommandations, tirées essentiellement de l'expérience, seront données ici.

Les mesures de débits de fuites, si elles sont convenablement organisées, ont un caractère *global*; elles peuvent être influencées par une évolution située en

shaft was sunk from each end of the wall; over most of its height, the wall was excavated and concreted from the bottom up, in 2 m stages.

Khao Laem rockfill dam, Thailand, 130 m high, with upstream concrete facing, sits on a faulted calcareous and non-calcareous rock complex where karstification has progressed to varying degrees (Watakeekul & Coles, 1985). The major seepage control works included grout curtains and concrete walls built in various ways: 0.760 m diameter secant piles spaced 0.615 m c/c; 0.300 m diameter secant piles spaced 0.225 m c/c; 2 m wide trench backfilled with concrete; 0.900 m thick concrete wall, with the trenches cut between horizontal adits. The cut-off represents an area of 18 700 m² and contains 21 800 m³ of concrete.

More recently, remarkable progress in mechanical excavation (e.g. Hydrofraise system) has made it possible to build *cast-in-place diaphragm walls in rock*, whereas the technique was confined to soils only a few years ago. It offers very attractive possibilities where a perfectly continuous barrier is essential, a result which is not guaranteed by even the best grouting. It is particular important in *erodible* rock like soft sandstone, or *soluble* formations like gypsum or anhydrite. The diaphragm wall built by the Hydrofraise system at Fontenelle (1989) is a typical example of the benefits of this solution for controlling seepage in the abutment of a dam which had been dangerously damaged by retrogressive erosion (Th. Strobl, 1991). The process will undoubtedly have very many applications.

4.3.7. Monitoring and Maintenance of Grout and Drainage Curtains

Grout and drainage curtains are subject to ageing and it is vital to monitor and repair them if necessary. Experience shows that one is never certain that the seepage pattern in a dam foundation has established once and for all. Dam operators have understood the importance of monitoring this seepage pattern, which must be an on-going activity to assess whether action is needed to restore the foundation to its earlier performance (Bonazzi *et al.*, 1985).

A) Grout Curtain and Drainage System Monitoring

Leakage and piezometer readings are the prime tools for monitoring the performance of grout curtains and drainage systems, and are complementary to each other. Sections 2.4.8. and 2.4.9. above deal with such readings. Only a few recommendations, drawn primarily from practical experience, are suggested here.

If leakage measurement is properly organized, it yields *lumped* or integrated information, and may reflect changes in any part of the foundation. As a general

n'importe quel point de la fondation. En règle générale, on cherche à fractionner les fuites de la fondation par zones, de façon à détecter et à localiser une éventuelle augmentation des débits avec le maximum d'efficacité.

Par contre, une mesure piézométrique est très *localisée* et ne donne une indication que sur la zone réduite entourant le capteur. Il sera donc nécessaire de disposer de piézomètres d'autant plus nombreux qu'on sera exigeant en matière de connaissance de la piézométrie. Bien entendu, la nature du terrain (fissuration généralisée ou fissuration discontinue) influe sur la conception du dispositif de mesures.

Lorsque le terrain est très imperméable, le régime est parfois long à s'établir (plusieurs mois ou années). Il convient, dans ce cas, d'agencer les piézomètres de telle façon que l'exécution des mesures se fasse sans échange d'eau avec le terrain. De plus, pour des ouvrages fondés sur de tels terrains, et principalement pour ceux présentant des marnages rapides (par exemple, stations de transfert d'énergie par pompage), il est nécessaire d'étudier, au début de l'exploitation, la réponse de la piézométrie lors de ces marnages. Un *enregistrement continu* de cette piézométrie est alors nécessaire. Une fois cette réponse connue, on peut établir des consignes spécifiant les moments où la mesure est réellement caractéristique.

Si les dispositifs de contrôle les plus utilisés sont les mesures de fuites et de piézométrie, il ne faut pas pour autant négliger d'autres possibilités. Les *contrôles visuels* permettent souvent de déceler un début d'altération des propriétés des dispositifs d'injection et de drainage, par l'apparition de fuites nouvelles, de dépôts et concrétions divers. Un contrôle de l'altération des écrans d'injection peut être assuré par l'*analyse chimique périodique* des eaux de fuite.

B) *Entretien des écrans d'étanchéité*

La méthode la plus employée est celle des injections dans le terrain incriminé (technique des injections traitée au paragraphe 4.3.2.) (Guzina *et al.*, 1991). Lorsqu'on renforce un écran d'injection, il est prudent de contrôler l'écran de drainage éventuellement associé et de le réaménager s'il a été colmaté par l'injection.

D'autres méthodes ont aussi été utilisées :

- tapis d'étanchéité au pied amont du barrage, avec écran d'injection à l'extrémité amont (paragraphe 4.3.4., Fig. 63);

- paroi d'étanchéité : paroi moulée ou pieux sécants (D. Jeanpierre *et al.*, 1985).

Ces deux derniers types de paroi en béton ont été adoptés sur les barrages français de Montézic (station de transfert d'énergie par pompage) à la suite des percolations apparues lors de la mise en eau.

Ces barrages en remblai sont fondés sur du granite présentant depuis la surface tous les stades de décomposition allant du gore à une roche très saine en profondeur. Lors de l'exécution des digues, l'étanchéité de la fondation fut recherchée, soit par injection, soit par réalisation d'une paroi étanche, soit par une combinaison des deux procédés. Les fuites détectées au cours de la mise en eau ont nécessité des travaux d'étanchement :

- sur l'une des digues, paroi moulée de 25 m de profondeur (plus profonde que la première);

rule, leakage from different zones should be collected separately in order to locate the source of the increased flow most efficiently.

Piezometer readings, on the other hand, are very *localized*, yielding information only on the small zone around the intake. The number of piezometers installed will therefore depend on how much is needed to be known about the subsurface water conditions. Ground conditions (generalized or discontinuous fissuration) will of course influence the design of the monitoring system.

In impervious ground, a steady pattern may take a long time (several months or years) to establish and piezometer measurements must be arranged to prevent any exchange of water with the ground. Dams on impervious foundations, subject to rapid changes in reservoir level (e.g. pumped storage), need a special study of the effects of such fluctuations on the piezometer levels at the beginning of operation. *Continuous logging* of piezometer levels is necessary. Once the instruments' response is known, rules can be drawn up, stating the times at which readings will be truly meaningful.

Although leakage and piezometer readings are the most important, other possibilities should not be overlooked. *Visual inspection* will often detect incipient changes in the performance of the grout curtain and drainage system with the appearance of new leaks and sundry deposits or concretions. Changes in the grout curtain can be verified by *periodic chemical analysis* of leakage.

B) Grout Curtain Maintenance

The most widely used grout curtain maintenance method is regrouting the suspect area (Guzina *et al.*, 1991) (grouting techniques are discussed in section 4.3.2. above). When a grout curtain is being repaired, it is prudent to check any drains associated with it, and re-establish their effectiveness if they have been blocked by grout.

Other methods used are :

- watertight blanket extending upstream from dam heel with grout curtain at upstream end of the blanket (section 4.3.4. and Fig. 63);
- diaphragm wall or secant pile cut-off (Jeanpierre *et al.*, 1985).

These both types of concrete cut-off were used at Montézic pumped storage dams, in France, after leakage occurred during first filling.

These embankment dams sit on granite exhibiting every stage of decomposition from weathered granite at ground level down to very sound rock. During construction, grout curtain and/or diaphragm wall were adopted to control seepage, but leakage on first filling called for :

- a diaphragm wall, 25 m deep, at one of the dams (deeper than the first);

- sur l'autre digue, paroi constituée par des pieux sécants, de 350 mm de diamètre, de 250 mm d'entre-axe, se recoupant sur 100 mm. Leur profondeur a atteint 20 m.

C) *Restauration des écrans de drainage*

Une méthode radicale consiste à percer de nouveaux drains et cette méthode a été utilisée sur de nombreux barrages.

Dans d'autres cas, on a procédé à la restauration des drains existants, en adoptant diverses méthodes :

- nettoyage hydraulique par mise en pression et rinçage au jet d'eau sous pression;
- grattage mécanique au moyen d'outils appliqués par la force centrifuge;
- reforage au carottier classique.

Le contrôle de l'efficacité de la restauration doit être fait par mesures de débits et de piézométrie.

– secant pile cut-off at the other dam, pile diameter 350 mm, spacing 250 mm c/c, overlap 100 mm, pile depth up to 20 m.

C) *Drain System Restoration*

The most radical method of restoring drain capacity is to drill new ones, a method which has been used at many dam sites.

Alternatively, the existing drains can be restored in various ways :

- jetting out with water under pressure;
- scraping with centrifugal brushes;
- redrilling with conventional core drill.

The efficiency of the restoration work must be checked by leakage and piezometer readings.

5. CONCLUSION

On a pu voir, dans les pages qui précèdent, l'importance grandissante que prend la mécanique des roches dans l'étude des fondations de barrages. En fait, dès les tout premiers Congrès de la CIGB, les ingénieurs se préoccupaient déjà des problèmes posés par les roches et, bien avant que ne fût fondée la Société Internationale de Mécanique des Roches, en 1966, on discutait au sein de la CIGB de questions qui sont devenues des thèmes majeurs de la SIMR, comme le montrent clairement les comptes rendus des Congrès qu'elle tient régulièrement depuis sa création. D'autre part, ses recommandations relatives aux méthodes d'essais et de reconnaissances font autorité auprès des constructeurs de barrages. L'apport de l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur a été également considérable pendant cette même période.

Les progrès accomplis dans la maîtrise des fondations rocheuses sont donc le résultat d'efforts communs soutenus, et ceci depuis longtemps déjà. C'est pourquoi la réflexion sur certaines études et réalisations anciennes a une grande importance. A cet égard, il est très instructif de relire les rapports aux Congrès passés de la CIGB, où l'on trouve des enseignements précieux, et parfois oubliés, sur des questions fondamentales, comme les écoulements de l'eau dans les roches, la résistance des massifs, leur déformabilité, les moyens de traitement, de renforcement et d'auscultation. La liste des Questions qui, sur une période de plus de cinquante ans, ont été explicitement consacrées aux fondations est impressionnante : Q. 2/b (1933), Q. 6 (1936), Q. 8 et Q. 10 (1948), Q. 16 et Q. 18 (1955), Q. 21 (1958), Q. 25 (1961), Q. 28 (1964), Q. 32 (1967), Q. 37 (1970), Q. 45 (1976), Q. 53 (1982), Q. 56 et Q. 58 (1985), Q. 66 (1991). Cet ensemble réunit près de mille rapports traitant des fondations rocheuses de barrages et constitue une mine de renseignements de valeur inestimable pour notre profession.

Les nouveaux moyens informatiques mis récemment à disposition par la CIGB vont permettre de valoriser cette documentation jusqu'à maintenant, il faut le dire, mal exploitée. On peut en attendre des effets très bénéfiques sur l'application de la mécanique des roches aux barrages, application de plus en plus nécessaire et qui n'a pas fini de progresser.

5. CONCLUSION

This Bulletin shows the increasingly important place occupied by rock mechanics in dam foundation design. Engineers attending the very first ICOLD Congresses were concerned with issues associated with rock and, well before the founding of the International Society for Rock Mechanics in 1966, there was debate within ICOLD on questions which were to become the major subjects of ISRM activities, as clearly shown by the Proceedings of the Congresses held regularly since its founding. Its guidelines on test methods and site investigation procedures are standard references for dam engineers. The contribution of the International Association for Engineering Geology has also been substantial over this period.

Progress in the control of rock foundations is thus the result of a sustained joint effort over a period of many years. This is why discussion of certain older designs and constructions is so very important. It is instructive to re-read reports to past ICOLD Congresses, which contain valuable and sometimes forgotten lessons on fundamental issues like the flow of water in rock, strength of rock masses, deformability, methods of treatment, consolidation and monitoring. The list of Questions which have specifically addressed foundations over more than fifty years is impressive: Q. 2/b (1933), Q. 6 (1936), Q. 8 and Q. 10 (1948), Q. 16 and Q. 18 (1955), Q. 21 (1958), Q. 25 (1961), Q. 28 (1964), Q. 32 (1967), Q. 37 (1970), Q. 45 (1976), Q. 53 (1982), Q. 56 and Q. 58 (1985), Q. 66 (1991). Together, they represent nearly one thousand papers on rock foundations for dams and are a mine of invaluable information for the profession.

The computerised records recently available from ICOLD will inject new life into a body of literature which, it must be admitted, has so far been under-used. We can expect highly beneficial effects on the applications of rock mechanics to dam engineering, applications which are increasingly necessary and have not ceased progressing.

6. REFERENCES

- ALBERRO, J., "Filtrations in the Foundation of the Santa Rosa Dam", *ICOLD, 12th International Congress on Large Dams*, Q. 45, R. 18, Vol. II, Mexico, 1976.
- BANDIS, S. C., BARTON, N. R., CHRISTIANSON, M., "Application of a New Numerical Model of Joint Behaviour to Rock Mechanics Problems", *Proc. International Symposium on Fundamentals of Rock Mechanics*, pp. 345-355, Bjorkliden, 1985.
- BARTON, N. R., "Deformation phenomena in jointed rock", *Norwegian Geotechnical Institute*, Publication No. 168, pp. 147-167, Oslo, 1987.
- BARTON, N. R., BANDIS, S. C., BAKHTAR, K., "Strength deformation and conductivity coupling of rock joints", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 22, No. 3, 1985.
- BEAUJOINT, N., DUFFAUT, P., « La surveillance de comportement des fondations de barrages », *Revue de l'Industrie Minérale*, Numéro spécial, pp. 134-149, juillet 1971.
- BERNAIX, J., « Étude géotechnique de la roche de Malpasset », *Dunod éd.*, Paris, 1967.
- BONAZZI, D., COMBELLES, J., COTTIN, L., MAILHE, P., MARTIN, M., « Expérience acquise sur le vieillissement et l'entretien des dispositifs d'étanchéité et de drainage des fondations des barrages d'Électricité de France », *15^e Congrès International des Grands Barrages*, Q. 58, R. 77, Vol. III, Lausanne, 1985.
- BOURRIOT, R., « Fouilles Bioge - Fouilles blindées en béton », *Travaux*, Paris, juillet-août 1968.
- BOZOVIC, A., "Drainage for Uplift Relief and Seepage Control Measures at Bajina Basta Dam", *ICOLD, 12th International Congress on Large Dams*, Q. 45, R. 54, Vol. II, Mexico, 1976.
- BROWN, E. T., "Analytical and Computational Methods in Engineering Rock Mechanics", *Allen and Union*, London, 1987.
- CAMBEFORT, H., « Injections des sols », *Éditions Eyrolles*, Paris, 1964.
- CASTILLO, M., "Jose Maria de Oriol Dam (Alcantara)", *Proceedings of the Asilomar Conference on Foundations for Dams*, American Society of Civil Engineers, New York, March, 1974.
- COCHET, P., FROSSARD, E., YZIQUEL, A., LONDE, P., « Barrage-voûte de Turkwel au Kenya - Conception et réalisation des appuis, des voiles d'injection et de drainage en site rocheux très raide », *17^e Congrès International des Grands Barrages*, Q. 66, R. 6, Vol. III, Vienne, 1991.

- Comité Français des Grands Barrages, Groupe de travail, « Essais et calculs de mécanique des roches appliqués à l'étude de la sécurité des appuis d'un barrage-voûte, exemple de Vouglans », *9^e Congrès International des Grands Barrages*, Q. 32, R. 49, Vol. I, Istamboul, 1967.
- Comité Français des Grands Barrages, Groupe de travail, « Quelques développements récents des moyens d'auscultation du massif rocheux », *10^e Congrès International des Grands Barrages*, Q. 38, R. 49, Vol. III, Montréal, 1970.
- Comité Français des Grands Barrages, Rapport de synthèse, *12^e Congrès International des Grands Barrages*, R.S. 10, Vol. IV, Mexico, 1976.
- COTE, Ph., LAGABRIELLE, R., GAUTIER, V., « Imagerie sismique - Reconstitution à 2 D dans le domaine du génie civil », *Proceedings, 6th Int. Congress IAEG*, Vol. 2, pp. 913-920, Amsterdam, 1990.
- D'ANDRÉA, D. V., FISCHER, R. L., FOGELSON, D. E., " Prediction of compressive strength from other rock properties ", *US Bureau of Mines, Report of Investigations 6702*, 1965.
- DEERE, D. U., " Geologic considerations ", in Stagg K. G. et ZIENKIEWICZ O. C. (eds.), *Rock Mechanics in Engineering Practice*, New York, 1968.
- ESEN, T., SEYHUN, S., " Foundation problems in Keban dam and the cut-off wall ", *9th International Congress on Large Dams*, Q. 37, R. 43, Vol. II, Montreal, 1970.
- FAIVRE D'ARCIER, G., CONTE, J., " La consolidation des appuis du barrage de Monteynard ", *8^e Congrès International des Grands Barrages*, Q. 28, R. 19, Vol. I, Edimbourg, 1964.
- FAUROUX, G., GARNIER, J.-C., LAKSHMANAN, J., « Observation des variations de contraintes dans le rocher de fondation du barrage du Gage 2 par auscultation dynamique », *Colloque International de Mécanique des Roches*, Madrid, 1968.
- FENOUX, G. Y., « Progrès récents dans les techniques spéciales de traitement des fondations de barrages », *15^e Congrès International des Grands Barrages*, Q. 58, R. 4, Vol. III, Lausanne, 1985.
- FETZER, C. A., " Seepage Problems of Earth and Rockfill Dams on Rock Foundations ", *Water Power and Dam Construction*, Vol. 29, No. 8, London, August 1977.
- FUJII, T., " Fault treatment at Nagawado dam ", *ICOLD, 10th International Congress on Large Dams*, Q. 37, R. 59, Vol. II, Montreal, 1970.
- GANSER, O., " Kops dam ", *ICOLD, 12th International Congress on Large Dams*, Q. 45, R. 13, Vol. II, Mexico, 1976.
- GAZIEV, E. G., et al., " Experience in Engineering Evaluation of Rock Slope Stability in the USSR ", *Proc. Int. Congress ISMR*, pp. C 83-C 90, Melbourne, Australia, 1983.
- GAZIEV, E. G., ERLIKHAM, S. A., " Stresses and strains in anisotropic rock foundation (model studies) ", *Fissuration des roches, Colloque de la Société Internationale de Mécanique des Roches*, Nancy, Rapport 11-1, 1971.

- GÉRARD, J., CHAMMAS F., « La construction du barrage Reza Shah Kabir, en Iran », *Travaux*, Paris, octobre 1975.
- GOODMAN, R. E., "Methods of Geological Engineering in Discontinuous Rocks", *West Publishing Company*, Saint-Paul, Minnesota, pp. 209-276, 1976.
- GOODMAN, R. E., SHI, G. H., BOYLE, W., "Calculation of Support for Hard, Jointed Rock using the Keyblock Principle", *Proc. of the 23rd US Symp. on Rock Mech.* Berkeley, Ca, pp. 883-898, 1982.
- GOODMAN, R. E., SHI G. H., "Methods of Geological Engineering in Discontinuous Rocks", *West Publishing Company*, Saint-Paul, Minnesota, 1985.
- GUERRERO, R., SERAFIM, J. L., "Problems relating to the foundation of El Atazar dam", *10th International Congress on Large Dams*, Q. 37, R. 59, Vol. II, Montreal, 1970.
- GUZINA, B. J., SARIC, M., PETROVIC, N., "Seepage and dissolution at foundations of a dam during the first impounding of the reservoir", *17th International Congress on Large Dams*, Q. 66, R. 78, Vol. III, Vienne, 1991.
- HAMON, M., "Le barrage de Djatiluhur - Le projet", *Travaux*, Paris, juillet-août 1966.
- HART, R. D., CUNDALL, P. A., LEMOS, J. D., "Formulation of a Three-dimensional Distinct Element Model". Part. II. *Int. J. Rock Mech. Min. Science and Geomech. Abst.* Vol. 25, No. 3, pp. 117-125, 1988.
- HASEGAWA, T., MURAKAMI A., SUZUKI, H., "Treatment of foundation with base rock containing a horizontal weak layer", *17th International Congress on Large Dams*, Q. 66, R. 27, Vol. III, Vienne, 1991.
- HATTON, J. W., FOSTER, P. F., THOMSON, R., "The influence of foundation conditions on the design of Clyde dam", *17th International Congress on Large Dams*, Q. 66, R. 10, Vol. III, Vienne, 1991.
- HOEG, K., MURARKA, R. P., "Probabilistic Analysis and Design of a Retaining Wall", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 100, No. GT 3, pp. 349-366, American Society of Civil Engineers, New York, 1974.
- HOEK, E., "Strength of Jointed Rock Masses", Rankine Lecture, *Géotechnique*, Vol. 33, No. 3, pp. 187-223, London, 1983.
- HOEK, E., BRAY, J., "Rock Slope Engineering", *The Institution of Mining and Metallurgy*, London, 1977.
- HOEK, E., BROWN, "Underground Excavation in Rock", *The Institution of Mining and Metallurgy*, London, 1980.
- HUTCHINSON, J. N., "Assessment of the effectiveness of corrective measures in relation to geological conditions and types of slope movement", *Symposium, Landslides and other mass movements, Theme 3*, Engineering Geology, Bulletin of IAEG, December 1977.
- JEANPIERRE, D., BRIEUSEL, J., DESMOULINS, G., FENOUX, G. Y., « Écran d'étanchéité des digues de Montézic en terrain hétérogène. Utilisation de pieux

- sécants sur la digue de l'Étang », *15^e Congrès International des Grands Barrages*, Q. 58, R. 71, Vol. III, Lausanne, 1985.
- JOUANNA, P., « Effet des sollicitations mécaniques sur les écoulements dans certains milieux fissurés », *Thèse de Doctorat ès Sciences Physiques*, Université de Toulouse, France, 1972.
 - KHILNANI, K. S., WEBSTER, J. L., "Mica Dam Drainage System", *12^e Congrès International des Grands Barrages*, Q. 45, R. 9, Vol. II, Mexico, 1976.
 - KOTYL'SKII, V. V., SKOKOV, V. G., SUROVEGIN, V. V., "Foundation Grouting at the Chirkey Hydroelectric Station Dam", *Hydrotechnical Construction*, No. 11, American Society of Civil Engineers, New York, November 1976.
 - LAKSHMANAN, J., BERTRAND Y., PAUTRE, A., BRESSON, G., FLEPP, G., FLORENTIN, P., LONDE, P., COMÈS, G., DELÉTIE, P., DOUCERAIN, T., « Nouvelles techniques de reconnaissance », *14^e Congrès International des Grands Barrages*, Q. 53, R. 57, Vol. II, Rio de Janeiro, 1982.
 - LA PORTE, M., LAKSHMANAN, J., LAVERGNE, M., WILLM, G., « Mesures sismiques par transmission - Application au génie civil », *Geophysical Prospecting*, Vol. XXI, No. 1, 1973.
 - LE MAY, GÉHIN, TAYLOR, BONNARDEL, CHARDONNET, COTTIN, WONG, « Auscultation des barrages d'Électricité de France lors de leur première mise en eau », *10^e Congrès International des Grands Barrages*, Q. 38, R. 34, Vol. III, Montréal, 1970.
 - LE MAY, Y., CATINOT, L., DOUILLET, G., PINATEL, R., SALEMBIER, M., « Paramètres significatifs du comportement des barrages et choix des appareils de mesures », *13^e Congrès International des Grands Barrages*, Q. 49, R. 45, Vol. II, New Delhi, 1979.
 - LE MAY, Y., DOUILLET, G., « Trente ans d'expérience dans la surveillance et l'auscultation des barrages d'Électricité de France », *14^e Congrès International des Grands Barrages*, Q. 52, R. 13, Vol. I, Rio de Janeiro, 1982.
 - LE MAY, Y., NURY, C., DOUILLET, G., LEFÈVRE, C., « Auscultation des barrages d'Électricité de France », *15^e Congrès International des Grands Barrages*, Q. 56, R. 78, Vol. I, Lausanne, 1985.
 - LE MAY, Y., COMÈS, G., « Auscultation du rocher de fondation d'un barrage par extensomètre à têtes expansives », *1^{er} Congrès International de Mécanique des Roches*, Lisbonne, 1966.
 - LEONARDS, G. A. (Editor), "Dam Failures", a Special Issue of *Engineering Geology*, Vol. 24, Nos. 1-4, Elsevier Science Publishers, December 1987.
 - LIN, D., FAIRHURST, C., "Static Analysis of the Stability of Three-Dimensional Blocky Systems Around Excavations in Rock", *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, Vol. 25, No. 3, pp. 139-147, 1988.
 - LOMBARDI, G., "The role of cohesion in cement grouting of rock", *15th International Congress on Large Dams*, Q. 58, R. 13, Vol. III, Lausanne, 1985.

- LOMBARDI, G., "Injection des massifs rocheux", *Publications de la Société Suisse de Mécanique des Sols et des Roches*, Bienne, 7 mai 1987.
- LONDE, P., « Une méthode d'analyse à trois dimensions de la stabilité d'une rive rocheuse », *Annales des Ponts et Chaussées*, n° 1, pp. 37-60, janvier 1965.
- LONDE, P., « Stabilité des massifs rocheux - Application aux barrages », *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, n° 251, Paris, novembre 1968.
- LONDE, P., "Three-dimensional analysis of rock foundation stability", *Water Power*, pp. 317-319, September 1970.
- LONDE, P., « Progrès récents dans l'étude et la construction des barrages et des réservoirs sur des alluvions profondes, sur des terrains karstiques ou des terrains difficiles », *10^e Congrès International des Grands Barrages*, Q. 37, Rapport Général, Vol. V, Montréal, 1970.
- LONDE, P., « La mécanique des roches et les fondations des grands barrages », *Commission Internationale des Grands Barrages*, Paris, 1973.
- LONDE, P., "Concepts and Instruments for Improved Monitoring", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 108, No. GT 6, American Society of Civil Engineers, New York, June 1982.
- LONDE, P., "The Malpasset Dam Failure", *Engineering Geology*, Vol. 24, pp. 295-329, Elsevier Science Publishers, Amsterdam, 1987.
- LONDE, P., SABARLY, F., « La distribution des perméabilités dans la fondation des barrages voûtes en fonction du champ de contrainte », *1^{er} Congrès de la Société Internationale de Mécanique des Roches*, Rapport 8-16, Lisbonne, 1966.
- LONDE, P., VIGIER, G., VORMERINGER, R., "Stability of Rock Slopes, a Three-Dimensional Study", *J. of Soil Mech. and Foundation Div. (ASCE)*, Vol. 95, No. SM 1, paper 6363, pp. 235-262, 1969.
- LONDE, P., VIGIER, G., VORMERINGER, R., "Stability of Rock Slopes, Graphical Methods", *J. of Soil Mech. and Foundation Div. (ASCE)*, Vol. 96, No. SM 4, paper 7435, pp. 1411-1434, 1970.
- LOUIS, C., « Étude des écoulements d'eau dans les roches fissurées et de leurs influences sur la stabilité des massifs rocheux », Thèse présentée à l'Université de Karlsruhe, 1967, Texte français, *EDF, Bulletin de la Direction des Études et Recherches*, n° 3, série A, 1968.
- LOUIS, C., "Hydraulic Triple Probe to determine the directional hydraulic conductivity of porous or jointed rock", *Imperial College*, Report D 12, London, 1970.
- LOUIS, C., « Influence de l'état de contrainte sur les écoulements dans les roches », Discussion du « Thème Barrage », *Revue de l'Industrie Minière*, numéro spécial, pp. 152-154, 15 juillet 1971.
- LUTZ, J., « Les diagraphies instantanées en forage », *Chantiers Magazine*, n° 91, Paris, avril 1978.
- LUTZ, J., « Enregistrements de paramètres », *Travaux*, n° 522, Paris, février 1981.

- MAINI, Y. N. T., "In situ hydraulic parameters in jointed rock, Their measurement and interpretation", *Thesis*, Imperial College, London, 1971.
- MARACHI, N. D., CHAN, C. K., SEED, H. B., "Evaluation of properties of rockfill materials", *J. Soil Mech. and Found. Division (ASCE)*, Vol. 98, No. SM 4, pp. 95-114, 1972.
- MARSAL, R. J., BENASSINI, A., "Foundation of Cerro de Oro Dam, Mexico", *Foundation for Dams*, ASCE, Asilomar, March 1974.
- MLADYENOVITCH, V., « Déplacement à l'intérieur d'un massif dû aux charges réparties sur sa surface », *Revue de l'Industrie Minérale*, numéro spécial, 15 juillet 1970.
- MULLER, L., "Der Felsbau", *F. Enke éd.*, Stuttgart, 1963.
- MULLER, G., MULLER, L., "Monitoring of dams with measuring instruments", *10th International Congress on Large Dams*, Q. 38, R. 54, Vol. III, Montreal, 1970.
- MULLER, J., LAUNAY, J., "Reza Shah Kabir Dam in Iran - Rock Stabilization by Prestressing", *Comptes rendus du 7^e Congrès de la Fédération Internationale de la Précontrainte*, New York, 1974.
- NAVALON, N., GAZTANAGA, J. M., LOPEZ MARINAS, J. M., ALONSO, N., "Methodology used by Hydroelectrica Espanola for the investigation, planning, treatment and control of dam foundation", *17th International Congress on Large Dams*, Q. 66, R. 20, Vol. III, Vienne, 1985.
- OZIS, V., KOCAK, Y., "The first Arch Dam in Turkey", *Water Power and Dam Construction*, Vol. 29, No. 4, London, April 1977.
- PAUTRE, A., BEAUJOINT, N., COMBELLES, P., LONGUEMARE, R., GARAUD, J., LONDE, P., POST, G., GARBE, J.-P., SABARLY, F., « Dispositifs de drainage, conception, auscultation, entretien », *12^e Congrès International des Grands Barrages*, Q. 45, R. 12, Vol. II, Mexico, 1976.
- PEÑA, H., GRADOR, J., BARBEDETTE, R., PAUTRE, A., « Injection, drainage et auscultation hydraulique dans les fondations du barrage de Rapel », *10^e Congrès International des Grands Barrages*, Q. 37, R. 36, Vol. II, Montréal, 1970.
- PETITEVILLE, P., BRULOIS, J., DURANTON, R., GAUTIER, C., GEVIN, P., LAUNAY, J., TARDIEU, B., « Cas de fondations exceptionnelles de barrages », *14^e Congrès International des Grands Barrages*, Q. 53, R. 56, Vol. II, Rio de Janeiro, 1982.
- PIRCHER, W., "Influence of Geology and Geotechnics on the Design of Dams", *14th International Congress on Large Dams*, Q. 53, General Report, Vol. II, Rio de Janeiro, 1982.
- PLICHON, BALDY, COMBELLES, J., LE MAY, LEBRETON, LONDE, MATHALY, TAYLOR, THÉRON, WONG, « Infiltrations dans les barrages d'Électricité de France - Constatations, interprétation et traitement », *12^e Congrès International des Grands Barrages*, Q. 45, R. 20, Vol. II, Mexico, 1976.

- Plichon, J. N., Moreau de Saint-Martin J., Combelles, P., Billoré, J., « Désordres graves constatés sur des barrages français », *13^e Congrès International des Grands Barrages*, Q. 49, R. 37, Vol. II, New Delhi, 1979.
- Ract-Madoux, X., Le May, Y., « Quelques méthodes et résultats d'auscultation d'appuis de barrages », *1^{er} Congrès International de Mécanique des Roches*, Lisbonne, 1966.
- Richez, P., « L'enregistrement de paramètres de forage », *Travaux*, n° 522, Paris, février 1981.
- Sabarly, F., « Les injections et les drainages de fondations de barrages en roches peu perméables », *Géotechnique*, Vol. 18, No. 2, pp. 229-249, Londres, juin 1968.
- Sabarly, F., Pautre, A., Londe, P., « Quelques réflexions sur la drainabilité des massifs rocheux », *2^e Congrès de la Société Internationale de Mécanique des Roches* Rapport 6/12, Belgrade, 1970.
- Schneider, B., « Moyens nouveaux de reconnaissance des massifs rocheux », *Annales de l'ITBTP*, Paris, juillet-août 1967.
- Serafim, J. L., Del Campo, A., "Interstitial pressures on rock foundation of dams", *Proceedings ASCE*, Vol. 91, SM 5, paper 4484, 1965.
- Sharp, J.-C., "Fluid flow through fissured media", *Thesis, Imperial College*, London, 1971.
- Sherard, J. L., "Potentially Active Faults in Dam Foundations", *Asilomar Conference*, ASCE, p. 768, Sept. 23-28, 1973.
- Shi Ruifang, Chen Fei, Ding Guoqiang, Zheng Jianbo, "Foundation treatment of Longyangxia dam", *17th International Congress on Large Dams*, Q. 66, R. 90, Vol. III, Vienne, 1991.
- Silveira, A. F., "Some considerations on the durability of dams", *Water Power and Dam Construction*, pp. 19-28, February 1990.
- Smith, N., "A History of Dams", *Ed. Peter Davies*, London, 1971.
- Smul'skii, P. Ya, Sitnin, O. V., "Sealing Weakened Tectonic Zones of Arch Dam Abutments", *Hydrotechnical Construction*, ASCE, No. 7, July 1974.
- Starfield, A. M., Cundall, P. A., "Towards a Methodology for Rock Mechanics Modelling", *Int. J. of Rock Mechanics*, Vol. 25, No. 3, pp. 99-106, 1988.
- Strobl, Th., "Rock Sealing under dams by means of a hydro mill ("hydrofraise")", *17th International Congress on Large Dams*, Q. 66, R. 74, Vol. III, Vienne, 1991.
- Talobre, J., « La Mécanique des roches », *Éd. Dunod*, Paris, 1957.
- Ter Minassian, W., Sabarly, F., Londe, P., « Comment protéger les barrages-voûtes contre la pression de l'eau dans les appuis », *9^e Congrès International des Grands Barrages*, Q. 32, R. 12, Vol. I, Istamboul, 1967.

- TERZAGHI, K., "Effect of Minor Geologic Details on the Safety of Dams", *American Institute of Mining and Metallurgical Engineers, Inc.*, Proceedings of New York Meeting, 1929.
- TERZAGHI, R. D., "Sources of error in joint surveys", *Géotechnique*, Vol. 15, 1965.
- VON THUN, J.L., TARBOX, G. S., "Deformation moduli determined by joint-shear index and shear catalog", *Fissuration des roches, Colloque de la Société Internationale de Mécanique des Roches*, Nancy, Rapport II-23, 1971.
- WATAKEEKUL, S., COLES, A. J., "Cut-off treatment method in karstic limestone Khao Laem dam", *15th International Congress on Large Dams*, Q. 58, R. 2, Vol. III, Lausanne, 1985.
- WITTKE, W., "A numerical method of calculating the stability of loaded and not loaded rock slopes" (in German), *Rock Mechanics and Engineering Geology*, Vol. 30, Suppl. II, 1965.
- WITTKE, W., "Rock Mechanics - Theory and Applications with Case Histories", *Springer Verlag*, Berlin, 1990.

Imprimerie de Montligeon
61400 La Chapelle Montligeon
Dépôt légal : mars 1993
N° 16326
ISSN 0534-8293
Couverture : Olivier Magna



INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS
COMMISSION INTERNATIONALE DES GRANDS BARRAGES
151, boulevard Haussmann 75008 Paris - France
Téléphone: (33 - 1) 40.42.68.24
Télex: 641320F - Fax: (33 - 1) 40.42.60.71

Copyright © ICOLD - CIGB

Archives informatisées en ligne  *Computerized Archives on line*

*The General Secretary / Le Secrétaire Général :
André Bergeret - 2004*



**International Commission on Large Dams
Commission Internationale des Grands Barrages
151 Bd Haussmann -PARIS -75008**
<http://www.icold-cigb.net> ; <http://www.icold-cigb.org>