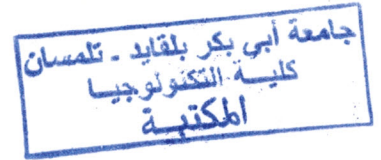
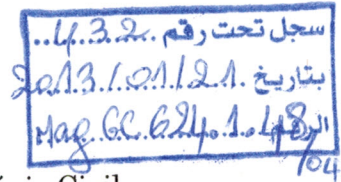


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
UNIVERSITE ABOU BAKR BELKAID – TLEMCEM



Faculté des Sciences de l'Ingénieur
Département de Génie Civil

Mémoire



Pour l'obtention du Diplôme de Magister en Génie Civil

Option : Structures, Géotechnique et Matériaux

Thème

**ANALYSE DE LA SECURITE DES BARRAGES EN TERRE
CAS DU BARRAGE SIKKAK TLEMCEM ALGERIE**

Présenté par

Mohammed Yazid CHERIF BENMOUSSA

En Mai 2003 devant le Jury composé de :

Mr A. BEKKOUCHE	Maitre de Conférences	Président
Mr F. GHOMARI	Maitre de Conférences	Encadreur
Mr M.A. ALLAL	Chargé de Cours	Co-Encadreur
Mr I.D. RAHAL	Maitre de Conférences	Examineur
Mr N. ABOU BAKR	Chargé de Cours	Examineur
Mr A. DJEDID	Chargé de Cours	Examineur

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à :

- Mes très chers parents.
- Mon épouse ainsi que mes quatre enfants (Mehdi, Neyla, Racim et Sofiane) .
- Mon frère ,son épouse et ses enfants (Mahfoud , Fadia , Imane).
- Mes sœurs ,leurs époux ,neveux et nièces.
- Mes amis du collège et du lycée.
- Tous les camarades de la deuxième promotion magister.
- L'ensemble de mes étudiants et à toute la communauté estudiantine universitaire .
- Tous mes amis de la SEROR et des groupements GBS et GTAQ.
- L' ensemble des enseignants de la faculté des sciences de l'ingénieur , en particuliers ceux du génie civil et de l'hydraulique, ainsi que le personnel administratif.

REMERCIEMENTS

Je tiens à présenter mes vifs remerciements à Messieurs Mohamed Amine Allal et Fouad Ghomari pour leur appui, leur aide, leurs orientations et leurs précieux conseils d'une part ; et d'autre part d'avoir bien voulu réviser le manuscrit et faire des suggestions propres et des remarques perspicaces de manière à lui conférer plus de clarté afin de faciliter la compréhension.

Monsieur Abdelmalek Bekkouche de l'université de Tlemcen, m' a fait l'honneur d'avoir accepté de présider mon jury, qu'il trouve ici l'expression de ma gratitude et mon profond respect.

Monsieur Nabil Abou-Bakr chargé de cours, du département génie civil, faculté des sciences de l'ingénieur, Université de Tlemcen a accepté d'examiner ce travail pour lequel il a manifesté un grand intérêt, je le remercie vivement.

Monsieur Idriss Djawad Rahal du département de génie civil, faculté des sciences de l'ingénieur, Université d'Oran, a bien voulu lire et examiner ce mémoire. Il m'a honoré de sa présence au sein du jury, je lui exprime mes remerciements les plus sincères.

Monsieur Abdelkader Djedid chargé de cours, du département génie civil, faculté des sciences de l'ingénieur, Université de Tlemcen a bien voulu lire et examiner ce mémoire, je le prie de trouver ici l'expression de mes sentiments les plus sincères.

Mes vifs remerciements à tous les enseignants qui ont contribué à ma formation de post-graduation à l'université de Tlemcen.

L' ensemble du personnel de la société d'études et de réalisation des ouvrages d'art de l'ouest SEROR Tlemcen et du groupement du barrage Sikkak GBS sont également remerciés pour leur soutien, leur disponibilité, leur encouragement et leur aide matérielle pour l'élaboration de ce travail.

J' adresse aussi toutes mes reconnaissances à tous ce qui m'ont aidé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

*A mon père ,Hadj Mustapha ,qui un jour me prit
par la main ,affectueusement mais fermement pour
m'emmener à l'école et vers la modernité...*

Construire un Barrage est sans conteste l'une des tâches les plus passionnantes que puisse assumer un ingénieur, surtout si, dans le cours de sa vie professionnelle, il lui est donné successivement d'en aborder tous les aspects.

Projeteur, il se trouve placé devant une multitude de problèmes et un éventail très ouvert de solutions possibles. Son esprit d'invention, sa capacité, sa faculté d'observation sont constamment confrontés avec une nature toujours chargée de mystère.

Ingénieur de chantier, il doit affronter les caprices d'une rivière hostile et les pièges imprévus du sol de fondation ; il apprend aussi le maniement des hommes ; le contact permanent avec tous ceux qui l'entourent, ceux qui le commandent et ceux qui obéissent, est une école de choix pour la formation du caractère.

Les spécialistes font connaître le fruit de leurs expériences, soit dans des publications techniques périodiques, soit au cours de Congrès internationaux. Sans prétendre qu'il existe toujours entre eux un accord parfait, tant sur le plan technique que sur le plan de relations humaines, sans vouloir minimiser à l'excès les rivalités, il faut bien reconnaître que, parmi toutes les professions, celles des constructeurs de barrages est probablement la plus unie ; il règne entre eux une saine émulation et malgré la variété de leurs idiomes, ils parlent tous la même langue.

Extrait de « Que sais-je » (MARCEL MARY)

ANALYSE DE LA SECURITE DES BARRAGES EN TERRE CAS DU BARRAGE SIKKAK TLEMEN ALGERIE

RESUME :

L'analyse de la fiabilité des ouvrages courants (barrages, remblais pentes, fondations, soutènement) pose en pratique de nombreux problèmes. La description correcte des variations des propriétés des sols dans l'espace est indispensable si l'on veut estimer les incertitudes sur les résultats des calculs, mais elle est difficile à assurer dans les limites budgétaires habituelles des projets. Pour entrer dans la panoplie des outils de travail des concepteurs, les méthodes d'analyses probabilistes doivent encore faire, pour chaque type d'ouvrage, l'objet d'un calibrage systématique sur l'expérience passée, de façon à définir les critères de dimensionnement adaptés.

L'application des méthodes d'analyse probabiliste à la sécurité des ouvrages géotechniques nécessite des informations précises sur la géométrie des massifs des sols et des ouvrages, sur les divers facteurs externes qui peuvent influencer la sécurité.

Les recherches menées dans le monde n'ont pas démontré l'applicabilité des approches probabilistes, pour trois raisons principales qui sont :

- Imperfection des méthodes de calcul de la mécanique des sols.
- Insuffisance quantitative des données disponibles sur les sites de construction dans la pratique courante.
- Caractère ambigu des statistiques relatives aux incidents ou accidents subis par les ouvrages.

L'analyse des risques sera un jour un outil opérationnel dans les mains des géotechniciens. Mais l'expérience des ingénieurs, l'auscultation de l'ouvrage en construction et en service et le jugement des experts resteront toujours essentiels pour la détection, l'analyse et la prévention des états critiques.

L'analyse statistique et probabiliste n'est qu'un outil, qui ne vaut que par la qualité des données analysées. De grands progrès restent à faire, mais ils ne peuvent remplacer la formation et le perfectionnement des géotechniciens.

Une application au barrage sikkak Tlemcen (Algérie) a été faite tenant compte des différents paramètres pouvant compromettre sa sécurité. Cette étude a nécessité la vérification de la stabilité de l'ouvrage aux principaux stades de son histoire et notamment lorsque ses conditions de service sont les plus défavorables, c'est-à-dire lorsque l'eau de la retenue atteint son niveau maximal. L'étude de la stabilité correspondante comporte généralement l'étude de l'écoulement permanent à travers la digue et sa fondation et l'étude de la stabilité en rupture circulaire du talus aval, cette dernière étant faite à partir des contraintes effectives et prenant en compte les pressions interstitielles obtenues à partir de l'étude d'écoulement.

MOTS CLES : Accidents, Analyses statistiques, Ecoulements, Envasement, Erosion interne, Incidents, Instabilité des talus, Risques, Submersion et Vieillessement.

ANALYSIS OF THE SAFETY OF THE EARTH DAMS APPLICATION TO SIKKAK DAM TLEMEN ALGERIA

ABSTRACT :

Many practical problems are encountered when analysing the reliability of geotechnical structures such as dams, embankments, slopes, foundations or retaining structures. A correct description of the spatial variations of the soil properties is necessary for obtaining good estimates of the uncertainties on the calculated behaviour of the soils and structures, but it is difficult to achieve within the usual budgetary limits of projects. In order to become a common tool for design engineers, the probabilistic methods of analysis need still to be calibrated with respect to the past experience of engineers, and design criteria must be defined.

The use of probabilistic methods for analysing the safety of geotechnical structures implies that the geometry of the ground masses and of the structures, the mechanical properties of the materials and the various external factors influencing the safety are precisely defined.

The research undertaken in the world did not show the applicability of the probabilistic approaches, for three principal reasons which are:

- Imperfection of the methods of calculation of the soil mechanics.
- Quantitative insufficiency of the data available on the sites of construction in practice current.
- Ambiguous character of the statistics relating to the incidents or accidents undergone by the works.

The analysis of the risks will be one day an operational tool in the hands of the geotechnicians. But the experiment of the engineers, the sounding of the work in construction and service and the judgement of the experts will remain always essential for detection, the analysis and the prevention of the critical states.

The statistical and probabilistic analysis is only one tool, which is worth only by the quality of the analysed data. Great progress remains to be made, but they cannot replace the training and the improvement of the geotechnicians.

An application to the sikkak dam Tlemcen (Algeria) was made taking account of the various parameters which can compromise its safety.

This study has necessity the checking of the stability of the work at the principal period of its history and in particular when its operating conditions are most unfavourable, i.e. when the water of reserve reaches its maximum level. The study of corresponding stability generally comprises the study of the permanent flow through the dam and its foundation and the study of stability in circular of the slope downstream, the latter being made starting from the effective constraints and fascinating rupture of account the pore water pressures obtained starting from the study of flow .

KEY WORDS : Accidents, Statistical analyses, Flows, Silting, Internal erosion, Incidents, Instability of the slopes, Risks, Immersion, Ageing.

تحليل لضمان صلاحية سدود التربة تطبيق لسد سكاك بتلمسان الجزائر

ملخص

التحليل لصلاحية الأشغال الجارية (سدود، ردم، منحدرات، اسس، دعامة) تخلق عمليا عدة مشاكل.

الوصف الصحيح للتغيرات لصفات الأراضي و التربة في الفضاء ضروري، اذا أردنا أن نقيم أو نقدر الالتباسات في النتائج بعد اجراء الحسابات، و لكن من الصعب تحقيق في حدود الامكانيات المالية العادية، مشاريع للدخول في أدوات عمل المدركين لوسائل العمل، طرق التحاليل المحتملة، ينبغي أن تجعل لكل صنف من الأعمال شيئا من عيار قياسي للتجربة الماضية للتمكن من ضبط المقاييس.

تطبيق طرق التحليل الاحتمالي لضمان صلاحية الأعمال الجيوتقنية، يستلزم معلومات دقيقة متعلقة بهندسة الأراضي (كتل من الأراضي) و الأشغال وفق عدة عوامل خارجية التي تستطيع أن تؤثر على أمنها. الأبحاث الجارية في العالم لم تثبت أن المقاييس المحتملة سارية المفعول للأسباب الرئيسية الآتية:

- عدم دقة طرق الحساب لألية التربة أو الأرض.
 - قلة كمية المعطيات المعدة في الميدان للبناء في التطبيق الجاري.
 - الطابع الغامض للاحصائيات النسبية المتعلقة بالحوادث الناتجة عن الأشغال.
- تحليل الأخطار سيكون يوما وسيلة عملية بين أيدي التقنيين. لكن تجربة المهندسين، فحص الأشغال الجارية و حكم المتخصصين والخبراء تبقى دائما هامة و ضرورية للاكتشاف و التحليل و الوقاية من الخطورة.
- لم يكن التحليل الاحصائي و المحتمل الا وسيلة تقدر بنوعية المعطيات. ينبغي أن تبدل جهود كبيرة ، و لكن لا يمكن أن تعوض تكوين و ترقية التقنيين.

كلمات مفتاحية

ترابط، تحاليل، الانجراف الداخلي، فيضان، عدم الاستقرار، التلاع، قدم، غرق، حوادث، أخطار، جريان.

TABLE DES MATIERES

Liste des différentes abréviations.
 Liste des tableaux
 Liste des figures
 Liste des photos

Introduction générale 21

PARTIE 1

**Analyses statistiques et modèles probabilistes
 pour les barrages en terre : état actuel et perspectives**

Chapitre 1 : Exploitation des statistiques et outils d'analyse 23

1. Introduction..... 24
2. Exploitation des statistiques sur les accidents et incidents de barrages dans le monde..... 24
- 2.1 Statistiques concernant l'ensemble des barrages..... 25
- 2.2 Analyse des données concernant le sous-ensemble des barrages en remblais.. 26
3. Des outils d'analyse : les arbres de causes et conséquences..... 27
4. Les états critiques des barrages en terre..... 28
5. Comment limiter l'alea sur les terres utilisées en remblai..... 29
6. Influence de la variabilité des matériaux sur le comportement du barrage..... 30
7. Application des méthodes statistiques et probabilistes en géotechnique..... 30
- 7.1 Quelques résultats typiques..... 31
8. Applicabilité des méthodes statistiques et probabilistes en pratique..... 32
- 8.1 Définition et niveaux des risques..... 32
- 8.2 Les causes réelles des accidents de géotechnique..... 33

Chapitre 2 : Risques associés aux barrages en terre 34

1. Introduction..... 35
2. Analyse décisionnelle dans l'approche de la sécurité des ouvrages 35
- 2.1 Définitions utiles utilisées dans cette approche..... 36
- 2.2 Méthodologie d'analyse de la sécurité 36
- 2.2.1 Analyse des causes..... 36
- 2.2.2 Analyse des conséquences..... 36

chapitre3 : Application aux barrages en terre 45

1. Introduction 45
2. Analyse statistique sur les incidents de barrages 45
- 2.1 Statistiques et données 47
3. Commentaires 48
4. Estimation du risque direct 48
- 4.1 Coûts initiaux 48
- 4.2 Coûts de maintenance..... 48
- 4.3 Coûts d'exploitation..... 48
5. Estimation du risque indirect des différents états critiques d'un barrage 49
- 5.1 Submersion..... 49
- 5.1.1 Méthode de détermination des crues..... 49

5.2	Durabilité.....	53
5.2.1	Analyses des causes.....	54
5.2.2	Analyses des conséquences.....	57
5.3	Instabilité.....	57
5.3.1	Analyses des causes.....	57
5.3.2	Analyses des conséquences.....	61
5.4	Vieillessement.....	61
5.4.1	Analyses des causes.....	61
5.4.2	Analyses des conséquences.....	64
5.5	Envasement.....	64
5.5.1	Analyses des causes.....	64
5.5.2	Analyses des conséquences.....	68
5.6	Sécurité.....	74
5.7	Réflexion sur la sécurité des barrages.....	74
5.7.1	Introduction.....	74
5.7.2	Conception de réalisation.....	74
5.7.3	Exploitation.....	74
5.7.4	Sécurité des zones aval.....	74
5.7.5	Estimation du risque indirect pour chaque état critique.....	75
5.8	Conclusion.....	
Chapitre 4 : Estimation des probabilités		76
1.	Introduction.....	76
2.	Principales sources d'incertitudes sur les paramètres géotechniques	76
2.1	Incertainces physiques	76
2.2	Incertainces statistiques	76
3.	Analyse quantitative de la performance	77
3.1	Méthode de Yen, Cheng et Tang (1980).....	77
3.2	Méthode de Silveira (1984).....	78
3.3	Méthode de Yen, Cheng et Tang (1986A).....	78
3.4	Méthode de Dekay et Mc Clelland (1993).....	78
3.5	Méthode de Lafitte (1993).....	79
4.	Méthode déterministe (niveau 0)	79
4.1	En mécanique des sols	79
4.2	En béton armé	79
5.	Méthode semi-probabiliste (Niveau I)	80
5.1	En mécanique des sols	80
5.2	En béton armé	80
6.	Méthodes probabilistes (ou fiabilité)	81
6.1	Méthodes purement probabilistes (Niveau III)	81
6.2	Méthodes probabilistes approchées (Niveau II)	82
7.	Synthèse	

PARTIE 2

CAS DU BARRAGE SIKKAK

Chapitre 5 : Emplacement du site et caractéristiques

morphologiques sommaires

1.	Introduction.....	83
2.	Géologie et sismicité régionale.....	84
2.1	Géologie du Site du Barrage.....	84
2.1.1	Description des lithofacies.....	84
2.1.2	Traits de la géologie du réservoir.....	85

2.2	Classification géomécanique des lithofacies.....	86
2.2.1	Série pelito-gréseuse supérieure.....	86
2.2.2	Grés.....	86
2.2.3	Pélites bleues.....	86
2.2.4	Série pelito-gréseuse inférieure.....	87
2.3	Tectonique.....	87
2.4	Altération.....	87
3	Zone d'assise et type de Barrage.....	88
3.1	Fouille de Fondation du noyau.....	89
3.2	Capacité portante des terrains de fondation du barrage.....	89
4	Batardeau.....	89
5	Cuvette.....	89
6	Paramètres géotechniques.....	89
6.1	Eluvions argileuses.....	89
6.2	Série périto gréseuse supérieure.....	90
6.3	Barre de grés (28 m d'épaisseur).....	90
6.4	Pélites bleues (6 m d'épaisseur).....	91
6.5	Série périto-gréseuse inférieure.....	91
6.5.1	Banc pélitique supérieur (12 m d'épaisseur).....	91
6.5.2	Banc grés-pélitique inférieur.....	91
Chapitre 6 : Climatologie		92
1.	Introduction.....	92
2	Températures sur le bassin.....	92
2.1	Températures mensuelles et annuelles.....	93
2.2	Relation Température Altitude.....	94
2.3	Humidité relative.....	94
2.4	Evaporation.....	95
2.5	Vents	96
2.6	Précipitations	96
2.6.1	Description du réseau et caractéristiques des séries de pluies observées.....	98
2.7	Etudes des apports.....	98
2.7.1	Apports réels et débits annuels de l'Oued Sikkak.....	98
2.7.2	Caractéristiques hydrologiques des bassins versants.....	99
2.7.3	Etude de régularisation.....	99
2.7.4	Etude des crues.....	101
2.7.5	Apports solides.....	101
Chapitre 7 : Hydrologie		102
1.	Introduction.....	102
2.	Caractéristiques hydrologiques du bassin versant.....	102
2.1	Caractéristiques de forme.....	102
2.1.1	Coefficient de compacité de Gravelius.....	102
2.1.2	Rectangle équivalent.....	103
2.1.3	Indice de pente.....	103
2.2	Etude du relief du bassin versant.....	105
2.2.1	Indice de pente Globale.....	105
2.2.2	Etude du réseau Hydrographique.....	105
2.2.3	Coefficient d'Allongement.....	106
2.2.4	Densité de drainage.....	106
2.2.5	Fréquence des cours d'eau.....	106
2.2.6	Rapport de Confluence.....	107
2.2.7	Rapport des longueurs.....	107

2.2.8	Rapport des aires.....	108
3.	Caractéristiques morphologiques du bassin versant.....	109
3.1	Envasement du barrage, mesures de lutte préventives et curatives.....	110
3.1.1	Mesures préventives.....	110
3.2	Mesures curatives.....	111
3.2.1	Techniques de dévasement	111

Chapitre 8 :Etudes des infiltrations à travers la section principale du barrage sikkak

1.	Introduction	112
2.	Détermination des équipotentiels et des lignes de courants	112
2.1	Méthode numérique	113
2.2.	Méthode électrique	113
2.2.1	Données de base, problèmes à résoudre.....	114
2.2.2	Modèle de la zone d'infiltration.....	114
2.2.3	Résultats des recherches.....	116
2.3	Méthode graphique	116
3.	Tracé de la ligne de saturation	118
4.	Tracé des équipotentiels et des lignes de courant	118
5.	Calcul des débits d'infiltrations	118
5.1	Cas d'une fondation imperméable	120
5.1.1	Méthode graphique.....	120
5.1.2	La ligne de saturation	121
5.1.3	Lignes de courant et lignes équipotentiels	121
5.1.4	Détermination de la pression interstitielle.....	123
5.1.5	Pression interstitielle en vidange rapide du barrage.....	124
5.1.6	Méthode numérique.....	127
6.	Conclusion.....	

Chapitre 9 :Sélection et type du barrage

1.	Sélection du site et du type de barrage.....	128
1.1	Inventaire des sites potentiels et critères du choix.....	128
1.1.1	Localisation.....	128
1.1.2	Sites Potentiels.....	128
2.	Choix du site du barrage Sikkak.....	129
3.	Sélection du type du barrage.....	130
4.	Dimensionnement du barrage.....	130
4.1	Détermination des côtes caractéristiques.....	132
4.2	Calcul de la Largeur en Crête du Barrage.....	133
4.3	Pentes des talus.....	133
4.4	Largeur de base.....	134
4.5	Les risbermes.....	134
5.	Etude de la variante choisie.....	134
5.1	Batardeau.....	134
5.1.1	Niveau de retenue et revanche.....	134
5.1.2	Zones et dimensions.....	136
5.2	Barrage.....	136
5.2.1	Niveau de retenue et revanche.....	137
5.2.2	Géométrie de la crête et des pentes du barrage.....	137
5.2.3	Recharges Amont et Aval.....	137
5.2.4	Perré et enrochements de protection.....	137
5.3	Injection et consolidation de la fondation.....	137

5.4	Filtre et transition.....	138
5.5	protection des talus.....	138
5.5.1	Protection du talus Amont.....	139
5.5.2	Protection du talus aval.....	139
5.6	Protection de la crête de la digue.....	140

Chapitre 10 :Analyse descriptive des zones d'emprunt des matériaux du barrage sikkak

1.	Emplacement et données géologiques.....	141
1.1	Colluvions argileuses.....	141
1.2	Alluvions.....	141
1.3	Grés burdigalien.....	141
1.4	Pélites bleues.....	142
1.5	Calcaires de la carrière d'Oujlida.....	142
2.	Volumes disponibles.....	142
3.	Utilisation des matériaux.....	142
3.1	Noyau.....	143
3.2	La transition alluviale.....	143
3.3	La recharge avale.....	143
3.4	Les filtres.....	143
3.5	Le drainage.....	143
3.6	Enrochement Amont.....	143
3.7	Enrochement Aval.....	143
3.8	Colmatages.....	143

Chapitre 11 :Analyse des caractéristiques géotechniques des matériaux de la digue du barrage sikkak.

1.	Introduction	144
2.	Description des essais de laboratoire effectués	144
2.1	Essais physiques	144
2.1.1	Poids volumique humide γ_h	144
2.1.2	Teneur en eau ω	144
2.2	Essais mécaniques	144
2.2.1	Essai Proctor Normal	144
2.2.2	Essai de gonflement.....	144
2.2.3	Essai de compressibilité à l'oedomètre.....	144
2.2.4	Essais de cisaillement	145
3.	Analyse du sol en place	145
3.1	Description	145
3.1.1	La formation d'alluvions.....	145
3.1.2	La formation gréseuse	146
3.1.3	La couche de pélite bleue	146
3.1.4	La formation périto-gréseuse	146
3.1.5	La formation gréso-pélitique.....	147
4.	Matériaux constituant le corps du barrage	147
4.1	Zone de matériaux argileux (AI)	148
4.1.1	Essais physiques.....	149
4.1.2	Essais mécaniques	151
4.2	Le plateau d'el haffarya	152
4.2.1	Essais physiques	153
4.2.2	Essais mécaniques	153

4.3	La planche d'essais sur les enrochements tout venant grés	154
4.3.1	Choix et préparation du site.....	154
4.3.2	Réalisation de la planche.....	156
4.3.3	Essais sur la planche.....	159
4.3.4	Tranchée d'observations.....	159
4.3.5	Essais au laboratoire.....	160
5.	Analyse en composantes principales des paramètres géotechniques	160
5.1	Introduction	161
5.2	Interprétation.....	161
5.3	Matrices de corrélation.....	
5.4	Représentations graphiques à partir de l'analyse en composantes principales	161
Chapitre 12 :Analyse de la stabilité		162
1.	Tassements.....	162
1.1	Tassements du noyau du barrage.....	163
1.1.1	Méthode utilisée pour le calcul du tassement.....	164
1.1.2	Calcul du rapport de pression interstitielle de Skempton B.....	165
1.1.3	Résultats de calcul du tassement.....	167
1.2	Tassement de la recharge.....	168
1.3	Traitement des fondations.....	169
1.4	Injection et consolidation de la fondation.....	169
2.	Stabilité des pentes par le logiciel PETAL.....	169
2.1	Introduction.....	170
2.2	Organisation du programme.....	170
2.3	Introduction des données.....	170
2.3.1	Structure du fichier des données.....	172
2.3.2	Commentaires sur les données.....	172
2.4	Données sismiques.....	173
2.5	Coefficient de sécurité pour différents cas.....	173
Chapitre 13 :Description et dimensionnement des ouvrages hydrauliques.		174
1.	Evacuateur.....	175
1.1	Coursier.....	176
1.2	Bassin amortisseur.....	176
1.3	Galerie de dérivation.....	179
1.4	Vidange de fond.....	181
1.5	Conduite d'adduction.....	
Chapitre 14 :Système d'auscultation		182
1.	Généralités.....	183
2.	Dispositif d'auscultation.....	184
3.	Instrumentation du barrage.....	188
4.	Acquisition et traitement des données	188
5.	Fréquence de lecture	189
Conclusion générale.....		189
Bibliographie.....		190
Annexes A, B, C , D et E		

LISTE DES DIFFERENTES ABREVIATIONS

AE :	Analogie électrique
AHM :	Accélération Horizontale maximale
ANB :	Agence Nationale des barrages
ANRH :	Agence Nationale des Ressources Hydrauliques
APS :	Avant Projet Sommaire
AR :	Analyse du Risque
BCR :	Béton comprimé au rouleau
CB :	Coûts du Barrage
CEN :	Comité Européen de Normalisation
CI :	Coûts d'Inondation
CIGB :	Comité International des Grands Barrages
CM :	Coûts des mesures correctives
CMP :	Crue maximale probable
CP :	Coûts de pertes de Production
CRAAG :	Centre National d'Astronomie, d'Astrophysique et de Géophysique
CTH :	Organisme National de Contrôle Technique Hydraulique
CTPB :	Comité Technique Permanent des Barrages
CV :	Coûts des Victimes
CW 38 :	Chemin de Wilaya N° 38
DPR :	Direction de la Prévention des Risques
E.L.S :	Etat limite de service
E.L.U :	Etat limite ultime
EDF :	Electricité de France
Fr :	Nombre de Froude
H = f(Q) :	Courbe de liaison
LCPC :	Laboratoire central des ponts et chaussée de Paris
LEM :	Laboratoire des Etudes Maritimes Alger
LOL :	Loss of Life (Perte de vies)
NC :	Normalement Consolidé
NGA :	Nivellement Général Algérien
PAR :	Population at Risk
PER :	Plan d'Exposition aux Risques
PM :	Point métrique
PMF :	Pluie Maximale Fréquentielle
PPR :	Plan de Prévention du Risque
Rind :	Risque indirect
RN 22 :	Route Nationale N° 22
RT :	Risque total
TVO :	Tout venant d' Oued
UU :	Non consolidé, non drainé

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre 2

Tableau 2.1 Types d'états critiques (Melchers 1999) (page 37)

Chapitre 3

Tableau 3.1 Distribution des ruptures de barrages en remblai suivant leurs causes (page 46)

Tableau 3.2 Distribution des ruptures de barrages en remblai suivant leurs causes (page 46)

Tableau 3.3 Répartition des cas de rupture suivant les causes et les périodes de vie des barrages en remblai (d'après Doré], 1986, statistiques de 1975 n'incluant pas la Chine) (page 46)

Tableau 3.4 Statistiques et modes de rupture des barrages en remblai (d'après Foster M., Fell R., Spannagle M, (2000) (page 47)

Chapitre 6

Tableau 6.1 Moyennes mensuelles et annuelles des températures ($^{\circ}$ C) (page92)

Tableau 6.2 Humidité relative (page 94)

Tableau 6.3 Evaporation moyenne mensuelle d'une surface d'eau libre(mm) (page 95)

Tableau 6.4 Fréquence de direction et vitesse du vent (page96)

Tableau 6.5 Fréquence moyenne inter-annuelle des vents par leur direction de la station de Tlemcen. (page 96)

Tableau 6.6 Période de fonctionnement des stations pluviométriques mensuelles (page 96)

Tableau 6.7 Variations pluviométriques mensuelles des différentes stations (mm) (page 97)

Tableau 6.8 Ajustement statistique des pluies moyennes annuelles à une loi de Galton. (page 97)

Tableau 6.9 Débits moyens annuels de l'oued Sikkak (m^3/s) (page98)

Tableau 6.10 Calcul des débits de pointe de l'oued Sikkak (page 100)

Chapitre 7

Tableau 7.1 Répartition altimétrique du bassin versant de l'oued Sikkak (page 103)

Tableau 7.2 Classification par Ordres du Réseau Hydrographique (page105)

Tableau 7.3 Paramètres morphométriques du bassin versant de l'oued Sikkak (page 109)

Chapitre 8

Tableau 8.1 Calcul des débits d'infiltration par le noyau et la fondation du barrage de Ain youcef par la méthode électrique (page115)

Tableau 8.2 Position du point C en fonction de α selon Casagrande (page 117)

Tableau 8.3 Profondeur de la parafouille en fonction du gradient hydraulique (page 122)

Chapitre 9

Tableau 9.1 Valeurs des pentes des talus en fonction de la hauteur et du type de barrage. (page 133)

Tableau 9.2 caractéristique du géotextile (page135)

Tableau 9.3 Tableau donnant la valeur du coefficient C (page 139)

Chapitre 11

- Tableau 11.1 Caractéristiques géotechniques (page 145)
 Tableau 11.2 Caractéristiques géotechniques (page 145)
 Tableau 11.3 Caractéristiques géotechniques (page 146)
 Tableau 11.4 Caractéristiques géotechniques (page 146)
 Tableau 11.5 Caractéristiques géotechniques (page 147)
 Tableau 11.6 Caractéristiques géotechniques moyennes retenues (page 147)
 Tableau 11.7 Résultats des essais Proctor (page 149)
 Tableau 11.8 Résultats des essais oedométriques (page 150)
 Tableau 11.9 Résultats des essais de cisaillement (page 150)
 Tableau 11.10 Résultats des essais triaxiaux (page 151)
 Tableau 11.11 Valeurs moyennes des caractéristiques géotechniques (page 151)
 Tableau 11.12 Résultats des essais granulométriques (page 152)
 Tableau 11.13 Résultats des limites d'Atterberg (page 152)
 Tableau 11.14 Résultats des essais Proctor (page 152)
 Tableau 11.15 Résultats des essais oedométriques (page 153)
 Tableau 11.16 Résultats des essais triaxiaux (page 153)
 Tableau 11.17 Valeurs moyennes des caractéristiques géotechniques (page 153)
 Tableau 11.18 Résultats des densités obtenues (page 156)
 Tableau 11.19 Résultats des essais de perméabilité (page 158)
 Tableau 11.20 Résultats des essais Los Angeles (page 160)

Chapitre 12

- Tableau 12.1 Paramètres mécaniques et hydrauliques utilisés dans les analyses (page 162)
 Tableau 12.2 Paramètres physiques des matériaux argileux des bancs d'emprunt. (page 162)
 Tableau 12.3 Calcul des tassements de consolidation dans le noyau du barrage de Ain-youcef à la fin de la construction (page 166)
 Tableau 12.4 Calcul des tassements de consolidation à long terme dans le noyau du barrage de Ain-Youcef. (page 167)
 Tableau 12.5 Accélération horizontale maximale AHM en fonction de la période de retour (page 173)
 Tableau 12.6 Facteurs de sécurité (Bishop et Fellenius) (page 173)

Chapitre 13

- Tableau 13.1 Tableau donnant la relation niveau- débit [A] (page 178)
 Tableau 13.2 Tableau donnant la relation niveau- débit [B] (page 179)
 Tableau 13.3 Temps d'évacuation partiel dans le réservoir (page 180)

Chapitre 14

- Tableau 14.1 Types d'instrumentation et niveau d'installation (page 184)
 Tableau 14.2 Caractéristiques des données brutes et traitées (page 188)
 Tableau 14.3 Fréquence de lecture des instruments (page 188).

LISTE DES FIGURES

Chapitre 1

- Figure 1.1 Grands barrages en remblais en % comparés au nombre total.(page24)
 Figure 1.2 Nombre cumulé des grands barrages. (page24)
 Figure 1.3 Nombre de rupture des grands barrages. (page25)
 Figure 1.4 Taux de rupture des grands barrages (page25)
 Figure 1.5 Arbre de causes-conséquences d'après Grutter et Schnitter)(1982) (page26)

Chapitre 2

- Figure 2.1 Principe d'analyse de la sécurité d'un barrage (page 37)
 Figure 2.2 Arbre des causes conséquences de la rupture d'un barrage (page 38)
 Figure 2.3 Arbre de décision (page40)
 Figure 2.4 Arbre de décision : construction de barrage (page41)

Chapitre 3

- Figure 3.1 Probabilité de rupture en fonction de la date de construction
 (d'après les statistiques du C.I.G.B 1982) [18] (page 47)
 Figure 3.2 Arbre de causes pour la submersion (page 51)
 Figure 3.3 Arbre de conséquences pour la submersion (page 52)
 Figure 3.4 Arbre de causes pour l'érosion régressive (page 55)
 Figure 3.5 Arbre de conséquences pour l'érosion régressive (page 56)
 Figure 3.6 Arbre de causes pour l'instabilité (page 59)
 Figure 3.7 Arbre de conséquences pour l'instabilité (page 60)
 Figure 3.8 Arbre de causes pour le vieillissement (page 62)
 Figure 3.9 Arbre de conséquences pour le vieillissement (page 63)
 Figure 3.10 Arbre de causes pour l'envasement (page 66)
 Figure 3.11 Arbre de conséquences pour l'envasement (page 67)
 Figure 3.12 Etats critiques probables provoquant la ruine
 des barrages en terre (page 69)
 Figure 3.13 Succession des états critiques d'un barrage, placés en série (page 73)

Chapitre 5

- Figure 5.1 Localisation de l'aménagement du barrage Sikkak Ain youcef (page 83)

Chapitre 6

- Figure 6.1 Variation de la température mensuelle (page 93)
 Figure 6.2 Relation température- altitude (page 93)
 Figure 6.3 Variation mensuelle de l'humidité relative. (page 94)
 Figure 6.4 Evaporation moyenne mensuelle (page 95)
 Figure 6.5 Variations pluviométriques mensuelles des différentes stations (page 97)
 Figure 6.6 Isohyètes (page 99)
 Figure 6.7 Hydrogramme des crues des différentes récurrences (oued Sikkak) (page 101)

Chapitre 7

- Figure 7.1 Courbe Hypsométrique du bassin versant de l'Oued Sikkak (page 104)
 Figure 7.2 Courbe Hypsométrique et Diagramme des Fréquences altimétriques du
 Bassin versant de l'Oued Sikkak (page 104)
 Figure 7.3 Rapport de confluence (page 107)
 Figure 7.4 Rapport des longueurs (page 108)
 Figure 7.5 Rapport des aires (page 108)

Chapitre 8

Figure 8.1 Analyse de l'écoulement dans le corps du barrage et de sa fondation (page 113).

Figure 8.2 Tracé de la ligne de saturation (page 117)

Figure 8.3 Graphe de Casagrande (page 117)

Figure 8.4 Détermination des sous pressions (page 118)

Figure 8.5 Vidange rapide du réservoir. (page 123)

Chapitre 9

Figure 9.1 Détermination des cotes caractéristiques (page 130)

Figure 9.2 Courbe de remplissage (page 130)

Chapitre 11

Figure 11.1 Coupe type de tranchée (page 148)

Figure 11.2 Exemple de courbe granulométrique (page 148)

Figure 11.3 Exemple de courbe Proctor (page 150)

Figure 11.4 Coupe type de tranchée (page 151)

Figure 11.5 Variation des descentes d'eau au cours du temps (page 158)

Figure 11.6 variation de la perméabilité au cours du temps (page 159)

Chapitre 12

Figure 12.1 Courbe oedométrique (argile) (page 163)

Chapitre 13

Figure 13.1 Galerie de dérivation – Crue de Travaux ($T= 20$ ans) (page 177)

Figure 13.2 Galerie de dérivation Crue de travaux ($T= 50$ ans) (page 178)

Figure 13.3 Dérivation provisoire (page 179)

Figure 13.4 Temps d'évacuation (180)

LISTE DES PHOTOS

Chapitre 5

- Photo 5.1 Série pélito-gréseuse (page 86)
Photo 5.2 Barre de grés (page 90)
Photo 5.3 Les pélites bleues (page 90)

Chapitre 7

- Photo 7.1 Barrage Sikkak bassin versant (rive gauche) (page 110)
Photo 7.2 Barrage Sikkak bassin versant (rive droite) (page 111)

Chapitre 9

- Photo 9.1 Mise en place du géotextile. (page 136)
Photo 9.2 Mise en place du géotextile et compactage de l'argile du noyau (page 136).

Chapitre 11

- Photo 11.1 Préparation de la planche d'essai du grés (page 154)
Photo 11.2 Opération compactage du grés (page 155)
Photo 11.3 Compactage du grés (dernière passe) (page 155)
Photo 11.4 Essai de compactage in situ (page 156)
Photo 11.5 Exécution d'une fouille pour l'essai de perméabilité (page 156)
Photo 11.6 Préparation de l'essai de perméabilité (grés) (page 157)
Photo 11.7 Essai de perméabilité (grés) (page 157)

Chapitre 14

- Photo 14.1 Sonde de niveau d'eau (hydrométrie) (page 185)
Photo 14.2 Modèle pneumatique à contre pression d'air et modèle électrique à corde vibrante (page 185)
Photos 14.3 Extensomètre à corde vibrante et extensomètre rétractable (page 185)
Photo 14.4 Tassomètre magnétique (page 186)
Photos 14.5 Station de contrôle des contraintes et cellule de pression totale (page 186)
Photos 14.6 Extensomètre multiple et extensomètre à tige en fibre de verre (tassement) (page 187)
Photos 14.7 Inclinomètre mobile et inclinomètre fixe de surface. (page 187)

INTRODUCTION GENERALE

L'analyse de la fiabilité des ouvrages courants (barrages, remblais, pentes, fondations, soutènement) pose en pratique de nombreux problèmes. La description correcte des variations des propriétés des sols dans l'espace est indispensable si l'on veut estimer les incertitudes sur les résultats des calculs, mais elle est difficile à assurer dans les limites budgétaires habituelles des projets. Pour entrer dans la panoplie des outils de travail des concepteurs, les méthodes d'analyses probabilistes doivent encore faire, pour chaque type d'ouvrage, l'objet d'un calibrage systématique sur l'expérience passée, de façon à définir les critères de dimensionnement adaptés.

Evaluer les risques associés à un projet particulier ou optimiser les décisions relatives à l'étude, la construction et l'exploitation d'un ouvrage sont deux soucis constants des spécialistes des barrages. Les méthodes d'analyse statistique et de calcul probabiliste peuvent les aider à atteindre ces objectifs. Les statistiques sur les incidents et accidents de barrages ne suffisent pas pour estimer les risques sur un site particulier et une analyse explicite des événements qui peuvent conduire aux états critiques du barrage étudié est indispensable. Pour cette analyse, les diagrammes de causes et conséquences des états critiques sont un élément indispensable du processus d'étude. Ils ont d'ailleurs une utilité lors des études de barrages. Pour ce qui concerne plus particulièrement le corps des barrages en terre, l'analyse statistique des propriétés des matériaux des zones d'emprunt et le contrôle statistique des propriétés des matériaux dans le corps du barrage sont deux techniques opérationnelles, produisant des résultats acceptables par rapport à l'expérience du passé.

L'évaluation des risques relatifs au comportement du barrage nécessite de déterminer les incertitudes sur les résultats de calculs de stabilité, de déformations et d'écoulements aux différentes époques de la vie de l'ouvrage.

Malgré l'essor des recherches sur l'analyse probabiliste de la fiabilité des ouvrages en géotechnique, il n'existe pas de méthodologie reconnue pour la conception des projets sur la base de telles méthodes. Cela provient à la fois du développement insuffisant des méthodes d'analyse actuelles, de la complexité des problèmes à traiter et du poids des contraintes économiques sur l'élaboration des projets.

Différentes tentatives d'application des méthodes probabilistes ont été effectuées au cours des dix dernières années. Elles n'ont pas débouché sur une méthodologie applicable à l'étude des ouvrages, mais elles ont permis de préciser les insuffisances des méthodes d'analyse disponibles et de définir des orientations de recherches dont la réalisation est encore en cours.

Ces méthodes d'analyse statistique et probabiliste devraient offrir d'ici quelques années un appui opérationnel précieux aux spécialistes des barrages.

Le mémoire comporte une introduction générale, deux grandes parties et une conclusion générale.

La première partie consiste en des analyses statistiques et probabilistes pour les barrages en terre (état actuel et perspectives) à savoir l'exploitation des statistiques et des outils d'analyse, d'examiner les risques associés au barrage en terre et une estimation des probabilités en mettant en exergue les principales causes : causes humaines, causes liées à l'âge et les causes naturelles.

La seconde partie traite le cas du barrage sikkak en examinant tous les éléments intervenant dans le dimensionnement de la digue et des ouvrages annexes en tenant compte de la climatologie, l'hydrologie, l'étude des infiltrations à travers la section

principale du barrage, la sélection et type de barrage, l'analyse descriptive des zones d'emprunt, l'analyse des caractéristiques géotechniques des matériaux de la digue et l'examen du système d'auscultation à mettre en place dans le but d'assurer la sécurité à l'ouvrage des causes indiquées ci-dessus, en construction et en service.

PARTIE 1**ANALYSES STATISTIQUES ET MODELES PROBABILISTES
POUR LES BARRAGES EN TERRE : ETAT ACTUEL ET
PERSPECTIVES****Chapitre 1****EXPLOITATION DES STATISTIQUES ET OUTILS D'ANALYSE****1. INTRODUCTION**

L'application des méthodes d'analyse probabiliste à la sécurité des ouvrages géotechniques nécessite des informations précises sur la géométrie des massifs de sols et des ouvrages, sur les propriétés mécaniques des matériaux et sur les divers facteurs externes qui peuvent influencer la sécurité. Ceci explique, en s'appuyant sur l'analyse statistique des sols de sites expérimentaux, les difficultés rencontrées dans la définition des données de ces calculs. En particulier, de nombreuses hypothèses doivent être faites au divers stade de l'analyse pour compléter l'information disponible. Ces hypothèses définissent notamment la forme des parties extrêmes des distributions de probabilités, qui sont celles qui contrôlent les faibles probabilités de ruine. Les données expérimentales ne permettent pas de les contrôler.

Les statistiques et probabilités peuvent être appliquées au traitement des informations et à l'évaluation des risques associés à la construction des barrages.

Les projeteurs de barrages ont depuis toujours le souci de prendre des décisions optimales pour construire des barrages stables et économiques. Ils le font traditionnellement comme tous les ingénieurs de génie civil, en essayant de rendre improbables les mécanismes de ruine possibles, compte tenu de la nature des terrains sur le site du barrage, du type de barrage, de leur expérience personnelle, du coût des techniques de construction envisageables, du coût des reconnaissances et des contrôles, etc.

La qualité d'un projet augmente normalement avec la quantité d'informations dont dispose le projeteur et la qualité de l'ouvrage construit est d'autant meilleure que la réalisation a été conforme au projet et qu'on a pu le contrôler. Mais les contraintes économiques tendent à limiter les études et les contrôles, ce qui oblige de plus en plus les projeteurs à préciser ce que recouvre cette notion d'improbable qui sert de critère de dimensionnement. En d'autres termes, les projeteurs de barrages sont appelés à raisonner en termes de risques, c'est à dire de probabilités et de coûts de ruine ou de dysfonctionnement de l'ouvrage construit. L'utilisation des outils fournis par les statistiques et les probabilités est l'une des réponses possibles à ces exigences nouvelles. Pour évaluer les risques de ruine ou de dysfonctionnement d'un barrage, il faut connaître les risques associés aux pratiques habituelles en matière de reconnaissance du site, de construction et de contrôle de l'ouvrage construit, identifier l'influence des écarts possibles par rapport à ces pratiques habituelles et estimer la probabilité de ces écarts. Les possibilités actuelles et les perspectives qu'offre l'application des méthodes probabilistes et des analyses statistiques pour ces études de sécurité et d'optimisation du dimensionnement des grands barrages sont analysés dans ce qui suit.

2. EXPLOITATION DES STATISTIQUES SUR LES ACCIDENTS ET INCIDENTS DE BARRAGES DANS LE MONDE

2.1 Statistiques concernant l'ensemble des barrages.

Après les premiers dénombrements de Mallet et Pacquant (1951), MiddleBrooks (1953), et Post et Londe (1954), la commission internationale des grands barrages a publié en 1974 des statistiques sur un grand nombre d'accidents et incidents de barrages, complétées encore récemment par différents auteurs : Goubet (1979), Serafim (1981), Biarez et Montel (1983), Lebreton (1985), Doré (1986), pour ne citer que les travaux français.

La commission internationale des grands barrages a estimé qu'il existe près de 40.000 barrages (en 1982 : 16.200, en dehors de la Chine) (voir figures 1.1 et 1.2).

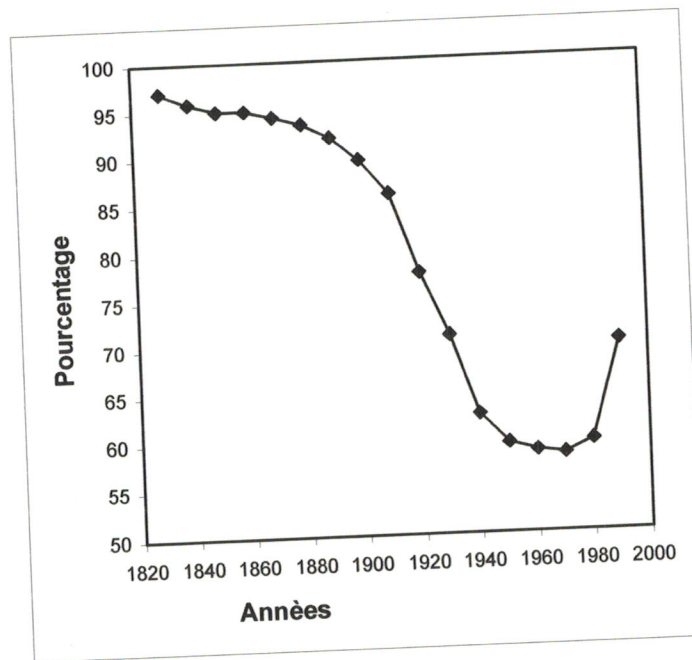


Figure 1.1 Grands barrages en remblais en % comparés au nombre total

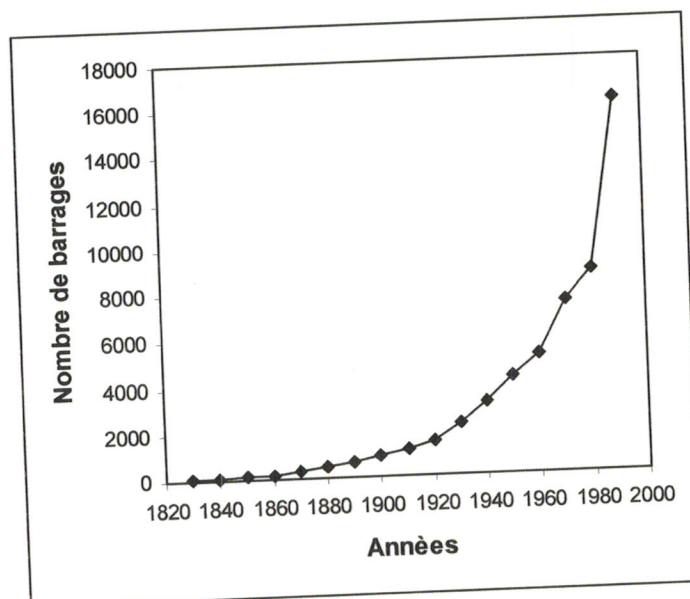


Figure 1.2 Nombre cumulé des grands barrages

Le taux de ruptures, s'il a décru de 3,5 % au début du siècle à 1 % maintenant, reste important puisqu'il correspond à 1,5 ruptures par an. Par contre, le pourcentage des incidents est de 2 à 7 fois plus grand, suivant le type d'ouvrage. Serafim a montré que le nombre des ruptures décroissait fortement avec l'âge de l'ouvrage et avec sa hauteur (voir figures 1.3 et 1.4).

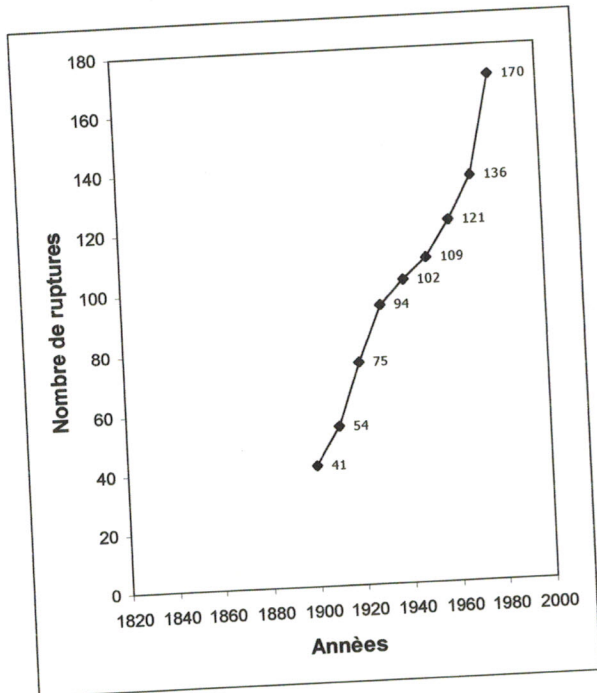


Figure 1.3 Nombre de rupture des grands barrages

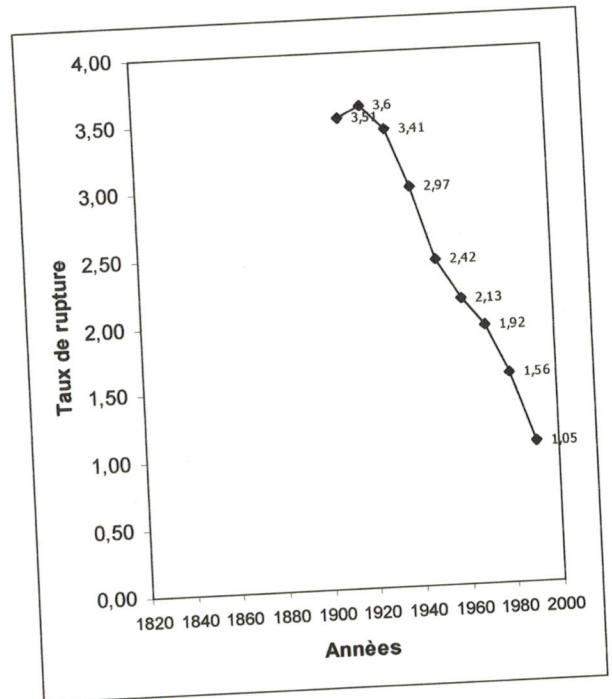


Figure 1.4 Taux de rupture des grands barrages

2.2 Analyse des données concernant le sous-ensemble des barrages en remblais.

Les statistiques actuelles font ainsi apparaître qu'on ne peut aborder la sécurité des barrages de façon globale, mais plutôt par des sous ensembles tenant compte du type, de l'âge et de la hauteur des ouvrages. Parmi eux, les barrages en remblai ont connu un développement croissant, passant de 58 % du total en 1960 à 70 % en 1980. Aussi nous limiterons-nous à ce type d'ouvrages, en illustrant notre propos par trois statistiques parmi les plus détaillées et récentes.

Sur la période de 1964 à 1983, Lebreton a répertorié les cas de rupture (tableau 3.1) rassemblés dans le chapitre qui suit. Ces comptages correspondent, pour toutes les ruptures, à un taux annuel de $2,1 \cdot 10^{-4}$ et, pour les ruptures après la construction, à un taux annuel de $1,5 \cdot 10^{-4}$.

Charles 1985 a examiné la distribution des ruptures de barrages en remblai suivant leur cause (tableau 3.2)

Doré a examiné plus en détail les ruptures suivant leurs causes et l'âge des barrages rassemblés dans le chapitre trois (tableau 3.3)

De telles analyses sont précieuses pour donner une idée de l'occurrence possible des différents états critiques qui peuvent affecter les barrages en remblai, mais il semble difficile, Même en les approfondissant par des enquêtes encore plus poussées, d'en tirer dans l'immédiat une estimation des probabilités des conséquences qu'ils peuvent entraîner. En effet, chaque ouvrages et son site sont des cas particuliers. Les probabilités d'apparition des différents états critiques peuvent donc varier fortement d'un barrage à l'autre, comme celles de leurs conséquences.

Aussi, si les statistiques actuelles, en tant que photographie de l'état des connaissances et des techniques, doivent servir de point de départ pour des améliorations, ces dernières ne peuvent être obtenues si l'on ne tente pas, par une démarche déductive, d'estimer les probabilités des différentes chaînes d'événements pouvant affecter l'ouvrage.

3. DES OUTILS D'ANALYSE : LES ARBRES DE CAUSES ET CONSEQUENCES

L'analyse de la sécurité d'un barrage commence, comme pour tout système, par l'étude de sa pathologie, l'analyse des actions auxquelles il peut être soumis, et l'étude des différents scénarios de ruine auxquelles ces actions peuvent conduire. Cette méthodologie, présentée par Grutter et Schnitter (1982), conduit à construire des arbres des causes et des conséquences (figure 1.5).

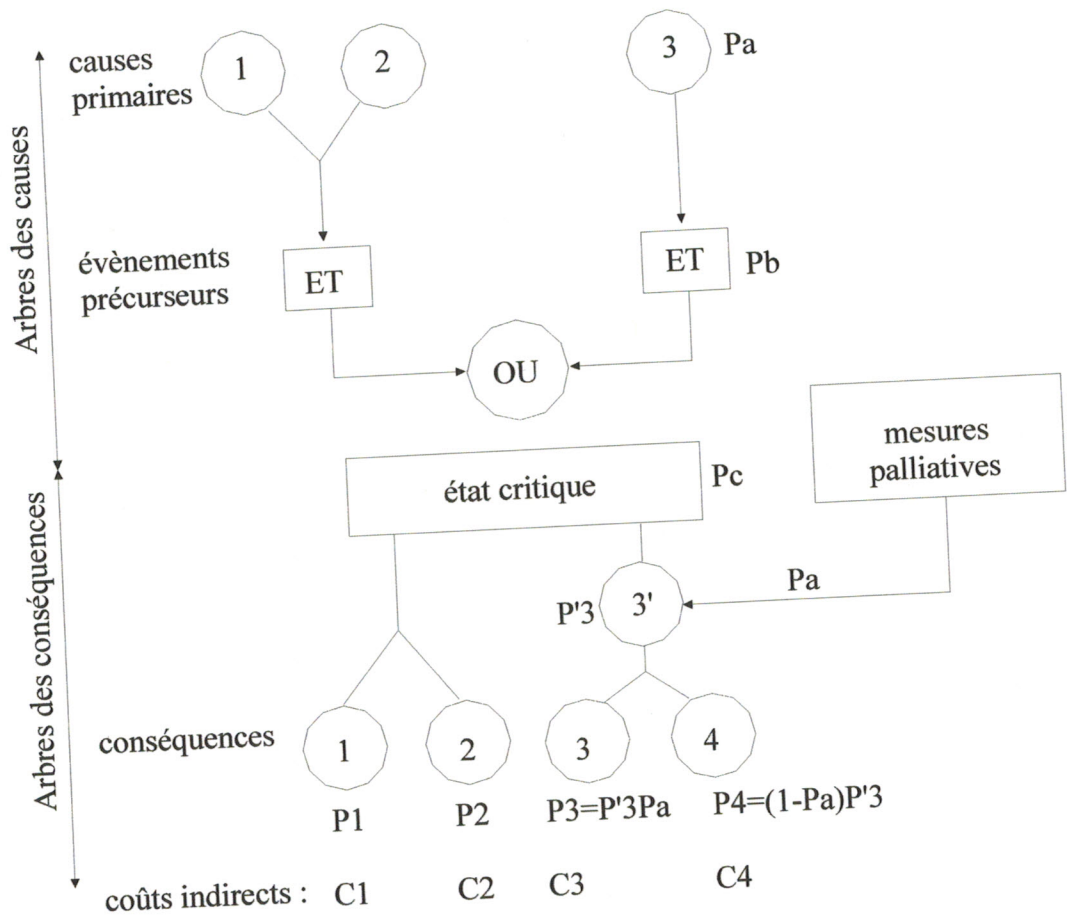


Figure 1.5 Arbre de causes-conséquences d'après Grutter et Schnitter(1982)

L'arbre des causes représente les combinaisons d'événements qui provoquent la réalisation d'un événement indésirable (état critique). Il est formé de niveaux successifs d'événements qui se combinent par des opérateurs logiques (et, ou). Le processus d'analyse des causes doit être poursuivi jusqu'à ce que l'on atteigne un niveau où les événements sont indépendants (causes primaires). Pour étudier complètement la sécurité d'un barrage, il faut construire un arbre des causes pour chacun des états critiques susceptibles de provoquer des incidents ou accidents lors de la construction, de la première mise en eau ou de l'exploitation ultérieure du barrage. L'arbre des conséquences part des états critiques identifiés et représente leurs conséquences possibles en termes de dommages au barrage ou à son environnement, de

pertes humaines, de pertes d'exploitation, etc. Les actions susceptibles de limiter les pertes provoquées par les états critiques y sont également indiquées, afin de regrouper sur une même figure tous les éléments nécessaires à la prise de décision.

Lorsque l'on dispose d'un arbre des causes et conséquences exhaustif, il est facile d'utiliser le formalisme de la théorie de la décision pour rechercher la ou les décisions optimales par rapport à un critère. Ce critère peut être la minimisation du coût de la construction et du fonctionnement du barrage mais tout aussi bien le maintien des probabilités d'occurrence d'un ou plusieurs états critiques en dessous d'un certain seuil. Pour cela il faut déterminer les probabilités des causes primaires de chaque état critique, puis les combiner en utilisant les théorèmes de la théorie des probabilités, dont la mise en œuvre est encore difficile.

Cette méthodologie, dont la logique est séduisante, pose en pratique des problèmes importants :

Il est relativement aisé de bâtir des arbres de causes et conséquences grossiers, mais leur utilité est peu évidente, par contre, la construction d'arbres de causes et conséquences détaillés est un processus très complexe, qui s'apparente à la constitution de la base de connaissance d'un système expert général pour les projets de barrages, d'une part et d'autre part, les probabilités de certains événements sont difficiles, voire impossibles, à évaluer.

Néanmoins, cette approche peut rendre des services au projeteur, et nous allons en détailler certains aspects dans ce qui suit.

4. LES ETATS CRITIQUES DES BARRAGES EN TERRE.

Pour les barrages en remblai, les statistiques des accidents montrent qu'il existe cinq états critiques :

- La submersion du barrage, pendant ou après la construction.
- L'instabilité des talus amont ou aval.
- L'érosion interne du corps du barrage ou de la fondation.
- Le vieillissement du barrage.
- L'envasement du barrage.

La submersion des barrages est avant tout un problème d'hydrologues et d'hydrauliciens, Les deux autres états critiques ont en commun de dépendre de la qualité des matériaux de remblai, ainsi que des caractéristiques géométriques du barrage et d'actions extérieures diverses.

Chaque état critique a des causes premières, que l'on peut considérer comme invariantes au cours du temps, mais il est déclenché par un événement initiateur lié au temps. Par exemple, pour l'état critique d'instabilité des talus de barrage, on peut distinguer :

- Les causes premières, qui sont les pentes des talus (conception du barrage) et les propriétés mécaniques du matériau de remblai, liées à la nature des matériaux et à leur mise en œuvre.
- Les événements initiateurs, qui peuvent être des sollicitations extérieures (séismes, chocs, etc.), les changements extérieurs du régime hydraulique (vidanges rapides, etc.), les évolutions intérieures du régime hydraulique (colmatage des drains, érosion interne, etc.), l'évolution des propriétés mécaniques des matériaux de remblai, les déformations du barrage, qui peuvent induire une évolution des contraintes au cours du temps, ou simplement le fait que l'on a atteint la hauteur limite de stabilité du barrage pendant sa construction.

Pour l'érosion interne du corps de barrage, qui est un phénomène essentiellement évolutif, les causes premières sont les propriétés mécaniques et hydrauliques des matériaux compactés (érodabilité et perméabilité), et la conception et l'état des filtres et des étanchéités. Les événements initiateurs peuvent être les mouvements différentiels du corps du barrage, la modification du régime hydraulique, des actions extérieures

(chocs, par exemple) ou l'évolution des propriétés des matériaux de remblai au cours du temps.

Que ce soit parmi les causes premières ou parmi les événements initiateurs, les propriétés mécaniques et hydrauliques des matériaux de remblais jouent un rôle essentiel. Ce sont donc en premier lieu les aléas sur celles-ci qu'il faudra chercher à connaître (statistiques), réduire et contrôler. Et il faudra le faire en tenant compte de leur influence sur le comportement du barrage en construction puis en service, c'est à dire en modélisant l'effet des incertitudes relatives aux matériaux sur le comportement de l'ouvrage (probabilités).

5. COMMENT LIMITER L'ALEA SUR LES TERRES UTILISEES EN REMBLAI.

Dans un projet de barrage, chaque matériau utilisé a des propriétés bien définies, que l'on choisit en tenant compte des matériaux effectivement disponibles dans les zones d'emprunt, et de leurs propriétés physiques et mécaniques à l'état naturel et après compactage. La reconnaissance des zones d'emprunt permet d'estimer les quantités de matériaux disponibles et leur homogénéité. Des contrôles de densité au fur et à mesure de l'édification du barrage permettent de vérifier la qualité du compactage.

Cette démarche est normalement suffisante pour assurer la tenue des corps de barrages en terre, compte tenu de l'expérience accumulée dans la construction de ce type d'ouvrages. Le traitement statistique des informations rassemblées pendant la reconnaissance et la construction du barrage vise à fournir des outils d'optimisation globale des travaux de reconnaissance, de construction et d'entretien des barrages plutôt qu'à résoudre des problèmes que l'on ne pourrait traiter autrement.

La statistique et la géostatistique offrent des méthodes d'analyse intéressantes pour évaluer l'homogénéité des emprunts du corps de barrage.

Dans la pratique, la reconnaissance des zones d'emprunt comporte des analyses granulométriques systématiques sur des forages verticaux implantés régulièrement sur tout le site. Puis, au vu de ces résultats, on choisit des échantillons représentatifs sur lesquels seront réalisés des essais de compactage, de perméabilité, de résistance et de déformabilité en laboratoire.

Les techniques d'analyse factorielle (Lebart et Col., 1979 ; Favre, 1980) sont bien adaptées au traitement des résultats de la reconnaissance systématique des zones d'emprunt, à la seule condition de bien choisir les variables sur lesquelles porte l'analyse. Pour l'analyse de l'un des sites de matériaux destinés aux recharges, Bekkouche (1987) a utilisé les classes granulométriques correspondant aux six tailles d'éléments suivantes plus de 100 mm, de 63 à 100 mm, de 20 à 63 mm, de 5 à 20 mm, de 0,1 à 5 mm, moins de 0,1 mm. Puis il a traité ces données par analyse en composantes principales, combinées à une classification ascendante hiérarchique sur les axes factoriels, ce qui a conduit à définir 2 à 3 classes de matériaux, suivant le niveau de ressemblance choisi. On a ainsi trouvé, sur l'exemple du barrage de Grand Maison (France), que les techniques d'analyse statistique permettent d'obtenir des résultats comparables à ceux des pratiques traditionnelles, avec l'avantage de pouvoir être automatisées et reproduites rapidement chaque fois que des données nouvelles sont disponibles.

Les essais de laboratoire et remblais d'essai sont un second champ d'application possible des techniques d'analyse statistique. Il importe en effet d'optimiser leur nombre, d'assurer leur représentativité et d'analyser les incertitudes qui les affecte, afin de pouvoir définir les valeurs caractéristiques des paramètres de projet, qu'on les ait mesurés directement ou déduits d'autres variables, et les critères d'acceptation ou de rejet des couches de remblai mises en place et compactées dans le corps de barrage. Cela nécessite l'identification préalable de toutes les causes d'incertitudes (incertitudes « physiques » liées à la variabilité naturelle des sols, erreurs de mesures, erreurs liées à

l'évolution au cours du temps des propriétés mesurées, erreurs de représentativité, incertitudes statistiques), ce qui est d'ailleurs recommandable indépendamment de toute analyse statistique.

Les contrôles des réceptions des terrassements sont le troisième domaine d'application des méthodes d'analyse statistiques et probabilistes. La définition des critères est habituellement faite sans référence à la position des points de contrôle dans le remblai : on cherche seulement à éviter qu'un trop fort pourcentage du volume du remblai ait des caractéristiques insuffisantes. L'analyse de la répartition dans le volume du barrage des valeurs des propriétés du matériau de remblai pourrait faciliter le diagnostic de l'état du corps de barrage, en liaison avec les arbres de causes et conséquences des différents états critiques. L'analyse du noyau du barrage de Grand' Maison par Bekkouche (1987)] a confirmé qu'il était possible d'utiliser les méthodes de la géostatistique pour analyser les variations dans l'espace des paramètres mesurés dans le cadre du contrôle de la réalisation de ce remblai (classes granulométriques, teneur en eau et densité). Elle a également montré, comme les travaux antérieurs de Soulié et Col. (1983), qu'il faut disposer de nombreuses mesures réalisées selon un maillage adapté si l'on veut faire des études géostatistiques utiles. Les propriétés des matériaux constituant le noyau sont très liées à la chronologie des travaux, qui laisse donc sa marque dans l'état du barrage. L'analyse statistique des variations spatiales des propriétés des matériaux de remblai doit donc être prévue dès l'élaboration du projet.

On peut donc affirmer que les analyses statistiques peuvent jouer un rôle utile dans la préparation des projets de barrage en terre, mais qu'il faut les décider dès le début des études, afin de tenir compte de leurs exigences.

6. INFLUENCE DE LA VARIABILITE DES MATERIAUX SUR LE COMPORTEMENT DU BARRAGE

Pour pousser à son terme l'analyse des probabilités des états critiques d'un barrage, il faut pouvoir calculer l'influence de la variabilité des propriétés des matériaux de remblai et des incertitudes associées sur le comportement d'ensemble du barrage. Cette analyse est d'ailleurs également indispensable pour les analyses décisionnelles relatives aux reconnaissances et aux contrôles, puisque l'on peut tolérer plus d'incertitudes quand le risque est faible que lorsque l'on est proche d'un état critique.

L'étude probabiliste des différents aspects (états critiques) du comportement d'un barrage est un processus complexe, dont les démarches et modèles de calcul ne sont pas bien établis à l'heure actuelle. Les études réalisées jusqu'à présent ont montré qu'il est indispensable de tenir compte de la variabilité spatiale des propriétés des matériaux lorsque l'on veut analyser le comportement d'un massif. On peut l'admettre aisément si l'on pense que chaque état critique met en jeu un certain volume de matériau et que les propriétés moyennes sur ce volume de matériau ont une dispersion moindre que les propriétés du matériau en chaque point du massif (c'est ce que l'on appelle une moyenne locale et un effet de réduction de variance).

Le souci de tenir compte de l'effet des variations spatiales et des réductions des variations dans l'analyse probabiliste des ouvrages est encore récent et peu de travaux lui ont encore été consacrés. Pour certains aspects du comportement des barrages en terre (glissements des talus, déformations du corps du barrage), la méthodologie de l'analyse probabiliste a été dégrossie : travaux de Vanmarcke (1978), Genevois (1984) et Mahdavi (1985) pour les calculs de stabilité ; travaux de Boulefkhad (1986) pour les calculs de déformations. Pour d'autres (écoulements dans le corps du barrage), les travaux sont en cours, et leurs chances de succès sont bonnes. Pour d'autres enfin (érosion interne), on ne dispose pas de modèle d'analyse déterministe utilisable pour guider l'analyse probabiliste et le succès est moins assuré.

L'absence de méthodes de calcul opérationnelles pour l'analyse probabiliste du comportement des corps de barrages en terre constitue actuellement l'un des principaux obstacles au développement de méthodes d'optimisation des projets de barrages sur la base de la théorie de la décision. C'est pour permettre de tels calculs, qui peuvent s'appliquer également à d'autres types d'ouvrages, que des travaux ont été engagés au cours des dernières années, tant au Laboratoire Central des Ponts Chaussées qu'à l'Ecole Centrale de Paris, sur l'analyse probabiliste du comportement des massifs de sols hétérogènes (travaux terminés de Genevois, Mahdavi et Boulefkhad, déjà cités ; travaux en cours sur la consolidation des sols fins, les écoulements et l'érosion interne). Une réflexion d'ensemble sur les possibilités pratiques d'estimation des incertitudes sur le dimensionnement des ouvrages en géotechnique est également en cours.

7. APPLICATION DES METHODES STATISTIQUES ET PROBABILISTES EN GEOTECHNIQUE.

Les applications des statistiques et probabilités dans le domaine de la géotechnique datent des années 1960. A cette époque, l'accent était mis sur l'analyse des relations entre paramètres, ce que l'on appelle couramment l'étude des corrélations, avec pour objectif de faciliter les études géotechniques sur le dimensionnement des ouvrages. Il reste peu de traces des travaux de cette époque, dont l'essentiel était le projet, lancé par H. Karst, de mettre en place des procédures de dimensionnement basées principalement sur la détermination des paramètres d'identification des sols. Un tel projet suppose la connaissance de nombreuses corrélations entre les propriétés physiques et mécaniques des sols. Des analyses statistiques variées ont été entreprises à cette époque. La seconde époque des applications a commencé à la fin des années 1970 et a porté plus particulièrement sur l'analyse de la variabilité naturelle des sols et sur ses effets sur le dimensionnement des ouvrages de géotechniques. Les études ont comporté, pendant une dizaine d'années, des analyses statistiques y compris géostatistiques des propriétés des sols.

Depuis le début des années 1990, les réflexions sur la possibilité pratique d'appliquer des méthodes de dimensionnement probabiliste des ouvrages ou même d'analyse statistique des données géotechniques d'un site ou d'un tracé ont conduit à plus de pessimisme sur l'utilité pratique de ce type de recherche et un retour vers l'analyse des relations entre les propriétés physiques et mécaniques des sols, notamment par des techniques d'analyse factorielle, a été effectué, tout en poursuivant les réflexions sur les implications méthodologiques des études antérieures.

Pour ces travaux, de nombreux outils et techniques d'analyse ont été utilisés :

- Analyse statistique classique,
- Fonctions de variables aléatoires,
- Méthode de Monte Carlo,
- Méthode de Rosenblueth,
- Calcul en éléments finis stochastiques,
- Géostatistiques et krigeage (Bluepack),
- Théorie de champs aléatoires (auto corrélation),
- Logiciel d'analyse de données (statgraphics),

et divers programmes de calcul développés spécifiquement.

7.1 Quelques résultats typiques.

Les conclusions tirées des travaux évoqués ci-dessus ont été grandement influencées par les résultats de certaines de ces études, qui ont mis en évidence par le biais de certaines méthodes de calcul, la difficulté de caler les niveaux de risques correspondant aux dimensionnements traditionnels et les insuffisances des données géotechniques disponibles.

8. APPLICABILITE DES METHODES STATISTIQUES ET PROBABILISTES EN PRATIQUE.

Trois difficultés guettent l'ingénieur qui désire faire une analyse statistique des données de ses projets ou une analyse probabiliste du comportement de ses ouvrages :

- La première difficulté concerne la gestion des différences d'échelles entre les projets (typiquement, quelques centaines de mètres voire quelques kilomètres), les fluctuations des propriétés physiques et mécanique des sols ou roches sur le site (typiquement, quelques dizaines de centimètres en profondeur et quelques dizaines de mètres horizontalement) et les essais (éprouvettes de quelques centimètres de hauteur en laboratoire, quelques dizaines de centimètres au plus dans les essais en place, avec une mesure discontinue dans les deux cas, sauf pour les essais au pénétromètre) ;
- La seconde difficulté concerne la façon dont est défini le risque et dont il est pris en compte (répartition entre les sources d'incertitudes possibles) ainsi que la justification des niveaux de risques que l'on considérera comme « normaux » pour les ouvrages courants ;
- La troisième difficulté est liée aux causes réelles des catastrophes en géotechnique, dont l'origine échappe souvent aux analyses statistiques.
- La gestion des échelles concernant les différentes échelles des projets, des fluctuations des sols et des essais, que l'on doit examiner dans un contexte économique, un chiffre significatif doit être gardé à l'esprit quand on s'interroge sur les conditions des analyses statistiques en géotechnique. Ce chiffre est celui de la densité de la reconnaissance des sols sur les sites des projets : une densité de reconnaissance d'un sondage par surface de 100m x 100m est classique pour la plupart des projets. Si l'on admet que ce sondage a un diamètre de 10 cm et a été exploité en continu sur toute l'épaisseur des sols intéressant le projet (ce qui n'est jamais le cas), le volume du sol testé directement représente une fraction très faible du volume total du sol sur le site du projet :

$$\alpha = \frac{\pi R^2}{S} = \frac{\pi (0,02)^2}{100^2} = 0,785 \cdot 10^{-6}$$

A titre de comparaison, un sondage d'opinion dans un pays comme la France se fixe souvent comme objectif de représentativité d'interroger de l'ordre de 1000 personnes pour une population interrogeable de l'ordre de 30 millions de personnes, soit un taux d'échantillonnage de

$$\alpha = \frac{1.000}{30.000.000} = 0,33 \cdot 10^{-4}$$

Ainsi, l'échantillonnage standard de la géotechnique est environ 50 fois plus faible que celui des sondages d'opinion. Dans ces conditions, le succès des prévisions faites par les géotechniciens repose pour beaucoup sur les bases qui échappent à la simple analyse statistique et qui dépendent de ce que l'on peut appeler la « logique géologique des sites », qui correspond à l'ensemble de règles de logique stratigraphique et chronologique qui permettent d'interpoler les informations des sondages ou de détecter les anomalies pour approfondir la reconnaissance.

L'ingénieur qui doit procéder à la caractérisation statistique d'un site est donc d'abord confronté à la rareté de l'information disponible. Cette information consiste en général en des résultats d'essais exécutés sur de petits volumes de sol (souvent les essais sont effectués sur des éprouvettes de sol qui ne sont pas réutilisables, de sorte que les essais

attachés à un même point du sondage ne sont pas en réalité exécutés sur le même échantillon de sol, mais nous n'insisterons pas ici sur ce point annexe). Il faut donc déduire d'une série de mesures « ponctuelles » les propriétés à prendre en compte dans les calculs. Or les travaux théoriques exécutés depuis une dizaine d'années ont tous montré que les incertitudes sur le dimensionnement des ouvrages sont produites par la variabilité des valeurs moyennes des propriétés des sols à l'échelle de ces ouvrages et non par la variabilité locale de ces propriétés : il convient donc d'estimer les paramètres statistiques des valeurs moyennes des paramètres de calcul sur un volume de sol donné, ce qui nécessite de disposer d'un minimum d'informations sur les lois de variabilité spatiales (fonction d'auto corrélation ou variogramme) de ces propriétés au niveau local. En règle générale, les données disponibles sur les sondages ne permettent pas de définir les lois de variabilité horizontale des massifs de sols et les analyses dans la direction verticale ne sont pas toujours meilleures compte tenu de la consistance réelle des essais exécutés dans chaque sondage. Cette difficulté essentielle peut rarement être surmontée. Les études statistiques réalisées jusqu'à présent ont donc en général « inventé » les fonctions de variation spatiale des propriétés des sols, en s'appuyant au mieux sur les résultats de quelques recherches antérieures. La solution de ce problème ne pourrait venir que d'une augmentation sensible de la densité des reconnaissances géotechniques, donc de leur coût. Il n'est malheureusement pas certain qu'une telle augmentation serait comprise et acceptée par les donneurs d'ordres pour les reconnaissances géotechniques, qui reçoivent des prestations en général suffisantes pour le niveau de coût actuel des études géotechniques

8.1 Définition et niveaux des risques

Dans le calcul probabiliste des ouvrages, l'objectif est de prédire un comportement correspondant à un certain niveau de risque (ou d'incertitude). On se fixera par exemple qu'il n'y ait pas plus de 1% de risque de déformation excessive de la structure de l'ouvrage ou du sol de fondation ou 0,1 % de risque d'instabilité de ce même ouvrage... ou encore que les déformations sous charges de service soient connues avec une incertitude imposée.

Si la fixation de tolérances sur la prévision des déformations sous une charge donnée fait partie des demandes classiquement reçues par le géotechnicien, la définition de niveaux de risque vis à vis des différents modes de rupture des ouvrages est une nouveauté dans le monde de la géotechnique, traditionnellement habitué à dimensionner des ouvrages « qui tiennent dans les hypothèses adaptées pour le projet ». L'origine de cette revendication nouvelle, qui est plus celle des corps intermédiaires fixant les méthodes de justification des ouvrages que celle des clients « finales », est liée aux perfectionnements des méthodes de définition des charges temporaires et accidentelles sur les ouvrages de génie civil. Le formalisme « semi-probabiliste » des règles générales des « Eurocodes structuraux » en cours d'élaboration dans le cadre du CEN (Comité Européen de Normalisation) trouve en effet sa justification dans l'appréciation des niveaux de risque associés au dimensionnement de l'ouvrage. Mais l'étude des conditions concrètes de l'application d'une telle démarche de dimensionnement dans le cas des ouvrages de géotechnique montre que les obstacles sont très importants.

La localisation des risques dans le projet d'ouvrage est une première question complexe à résoudre : il existe en fait deux types de risques, celui qui provient de l'incertitude sur les charges et celui qui provient de l'incertitude sur l'ouvrage lui-même (géométrie et matériaux). Ces deux types de risques n'interviennent pas de la même façon dans les calculs, les charges étant appliquées par l'intermédiaire de conditions aux limites et éventuellement sous forme de forces volumiques susceptibles de varier dans le temps, tandis que les incertitudes « permanentes », que l'on peut réduire par l'observation du comportement de l'ouvrage ou d'un ouvrage expérimental construit sur le même site.

La répartition de la sécurité dans les méthodes d'analyse traditionnelle, qu'il s'agirait de remplacer par des méthodes d'évaluation de risques, diffère en pratique selon que l'on s'occupe de dimensionnement d'ouvrages par la « résistance des matériaux » ou de calcul d'ouvrages géotechniques en « mécanique des sols » les travaux d'élaboration des Eurocodes, déjà évoqués plus haut, ont en effet rappelé que les ingénieurs en structure pénalisent principalement les charges (qui sont augmentées alors que les mécaniciens des sols pénalisent la résistance des sols (qui est diminuée), mais peu les charges. Dans une approche unifiée, il faut distinguer la part de la sécurité que l'on attachera aux propriétés des sols et l'on manque de données pour faire cette répartition. Or il est important de savoir quel niveau de risque calculé on accepte comme critère de justification d'un ouvrage. Ce niveau de risque est toujours analysé par référence aux accidents connus du passé, mais cette analyse est peu fiable : les comptes rendus d'accidents ou incidents ne permettent pas toujours d'identifier les causes réelles des sinistres ni d'ailleurs la gravité des incidents, de sorte que les estimations des probabilités de ruine associées aux dimensionnements traditionnels sont en général inexactes, ce qui fausse les références adoptées pour le dimensionnement probabiliste ».

8.2 Les causes réelles des accidents de géotechnique

L'examen de nombreux sinistres enregistrés en géotechnique depuis plusieurs dizaines d'années conduit à la conclusion que ces accidents sont due pour la plupart à des erreurs humaines « erreurs grossières ») dans la conception des ouvrages ou leur calcul voire leur réalisation et non à des imperfections des niveaux de sécurité des méthodes classiques de dimensionnement. Ce type d'événement échappe à l'analyse statistique classique, comme toutes les causes humaines.

L'autre source importante de déboires dans les projets de géotechnique est la mauvaise qualité des données utilisées pour calculer les ouvrages lorsque la reconnaissance géotechnique du site a été ratée, pour une raison quelconque, sans que l'ingénieur responsable du dimensionnement s'en aperçoive. Il s'agit ici encore d'une erreur de méthode de travail, qui est de nature humaine et donc contrôlable à défaut d'être prévisible.

On pourrait objecter ici que la statistique des accidents existe et peut donc être utilisée, mais sa représentativité est limitée par le fait que la plupart des ouvrages de géotechnique sont des ouvrages uniques par leur géométrie, leur conception et le site où ils sont construits et que, de ce fait, les statistiques portent sur des événements en nombre insuffisant pour établir des corrélations directes entre les accidents et leurs causes.

Chapitre 2

RISQUES ASSOCIES AUX BARRAGES EN TERRE

1. INTRODUCTION

Les méthodes classiques permettant une approche de la sécurité des barrages et qui sont imposées par la totalité des règlements à travers le monde, sont purement déterministes. En effet chaque paramètre figurant dans l'équation de performance d'un tel ouvrage, et qui est en réalité une variable aléatoire dans l'espace et le temps, est affecté d'une valeur déterminée, par conséquent les incertitudes et les approximations sont compensées par l'introduction d'un coefficient de sécurité.

Un barrage en terre calculé par les modèles courants, est supposé sûr avec un coefficient de sécurité noté F.S égal à 1.50, une telle démarche semblait très dangereuse, surtout quand elle laisse croire qu'une telle valeur assurera une sécurité totale de l'ouvrage.

Les statistiques ont montré que seulement 15 % des ruptures des barrages, étaient attribuables à des mécanismes justifiables de calcul d'un coefficient de sécurité, toutes les autres résultent des mécanismes non « calculables » (érosion, submersion, envasement, etc.). C'est pourquoi, on assiste aujourd'hui à un vaste mouvement d'idées, qui cherche à mieux maîtriser la notion de la sécurité. En effet cette dernière ne peut être définie qu'en terme de probabilité de ruine. Lorsque cette probabilité est faible, la sécurité induite est plus grande que lorsqu'elle est forte. On acceptera des probabilités de ruine plus grande, si les dommages sont moindres.

Chaque ouvrage ou type d'ouvrage met en jeu des mécanismes de transmission d'efforts différents, il peut être soumis à des types de sollicitations différentes, et construit avec des matériaux différents. Pour ce faire, il n'existe pas d'analyse de sécurité générale et abstraite.

La première démarche dans une analyse de la sécurité d'un barrage est, comme pour tout système de faire l'étude de la pathologie, des différents scénarios de ruine auxquels celles-ci peuvent conduire.

Certaines méthodes reposant sur une base scientifique solide, tel que l'analyse de la fiabilité et la théorie de la décision trouvent maintenant leur application pratique dans le domaine des barrages.

Plusieurs raisons peuvent être avancées pour expliquer cet intérêt :

- L'âge croissant des barrages.
- L'opinion souvent rencontrée, que l'analyse du risque permet d'évaluer les marges de sécurité de manière plus réaliste que les critères de sécurité traditionnels (déterministes).
- Le souhait de la population que les risques liés aux événements catastrophiques soient quantifiés, comme cela se fait dans les industries nucléaires et aéronautiques.
- L'appréciation de la sécurité en relation avec la problématique des changements climatiques.
- L'accroissement des conséquences à l'aval, du fait de l'accroissement de la densité de la population.
- La possibilité de tirer des avantages économiques d'approches basées sur le risque.

L'analyse vise à estimer la probabilité d'un résultat pouvant être économique ou en terme de sécurité comme une fonction de l'incertitude admise, et à évaluer le changement de ce résultat lorsque les incertitudes sont réduites, ceci en relation avec le niveau d'information.

Cette approche permet la comparaison entre différentes options en terme de fiabilité. Les valeurs numériques obtenues souvent critiquées parce que trop vagues, sont d'une signification moindre.

C'est dans cet esprit, que nous allons présenter une méthodologie récente permettant une meilleure approche de la sécurité d'un barrage.

Son objectif principal, est de dire que la sécurité d'un ouvrage ne peut être parfaitement définie à l'aide d'un coefficient de sécurité, par contre elle commence dès l'apparition de l'idée de sa conception, jusqu'au dernier jour de sa vie.

Cette manière d'aborder l'approche de la sécurité d'un ouvrage, tient compte non seulement des différentes incertitudes qu'affectent les données, mais aussi des conséquences d'une éventuelle rupture, d'où la notion du risque indirect.

D'abord, nous essayons d'exposer d'une manière générale, la philosophie d'une telle méthode, en se basant parfois sur des exemples pratiques dans le but d'une meilleure compréhension, ensuite une application à un ouvrage complexe : un barrage.

Enfin, nous donnons un aperçu général sur les méthodes actuelles permettant l'évaluation de la performance d'une structure en génie-civil.

2. ANALYSE DECISIONNELLE DANS L'APPROCHE DE LA SECURITE DES OUVRAGES :

2.1 Définitions utiles utilisées dans cette approche :

Il a été jugé utile avant d'entamer cette approche méthodologique, de présenter quelques principales définitions dans le but de faciliter sa compréhension :

a) Etat critique :

Etat anormal présentant un danger et pouvant, sous certaines conditions, se développer en accident ou ruine.

b) Ruine :

Fin de la possibilité d'un organe, sous système ou système, de remplir une fonction requise.

c) Evènement :

Une réalisation à effet indésirable et d'un certain degré de signification.

d) Evènement précurseur :

Un événement considéré comme étant à l'origine d'une occurrence indésirable ou d'un état critique.

e) Scénario :

Une succession d'événements, chacun étant la conséquence de l'autre.

f) Risque direct :

Le risque direct est lié principalement aux différents coûts investis pour la réalisation d'un ouvrage.

g) Risque indirect :

Le risque indirect est lié aux différents coûts qui peuvent résulter d'un incident pouvant affecter l'ouvrage pendant sa durée de vie.

h) Fiabilité :

La fiabilité d'une structure est l'aptitude à fonctionner sans incidents pendant un temps donné.

i) Arbre de causes :

L'arbre de causes représente les combinaisons d'événements qui provoquent la réalisation d'un événement indésirable (état critique).

j) Arbre de conséquences :

L'arbre de conséquences représente les combinaisons d'événements qui sont utilisés pour décrire la progression de l'état critique à travers une série de branches binaires.

k) Rupture :

Deux types de ruptures :

- Rupture type 1 : C'est une rupture grave entraînant l'abandon complet de l'ouvrage.
- Rupture type 2 : C'est une rupture qui a pu être sérieuse, mais qui a toutefois laissé la possibilité de réparer avec succès les dommages et de remettre l'ouvrage en service.

l) Accidents :

Trois types d'accidents :

- Accident type 1 : Un accident subi par un barrage en service depuis quelque temps, mais que des mesures immédiates (par exemple : la vidange du barrage) ont empêché de dégénérer en rupture.
- Accident type 2 : Un accident subi par un barrage observé pendant le premier remplissage, et que des mesures immédiates ont empêché de dégénérer en rupture.
- Accident type 3 : Un accident subi par un barrage pendant la construction (tassement des fondations, effondrement des talus...), avant tout remplissage, et des mesures radicales ont été prises, ce qui a permis le remplissage ultérieur du barrage en toute sécurité.

2.2 Méthodologie d'analyse de la sécurité :

Le type d'ouvrage à adopter est surtout un problème décisionnel où il faudra trouver l'alternative maximisant l'utilité (ou minimisant le risque). Il faudra donc développer un critère reliant les informations, les actions et les occurrences afin d'évaluer le risque « calculé ». Chaque fois que le risque « calculé » associé à une erreur est très faible, il est raisonnable de prendre une décision rapide sans le bénéfice d'aucune méthode formelle. La méthodologie (arbre des causes-conséquences) présentée par Grutter et Schniter (1982) , et reprise par Bekkouche (1987), permet d'estimer le risque indirect. La stratégie optimale minimisant le risque est obtenue en faisant une optimisation du risque « calculé ».

2.2.1 Analyse des causes.

L'arbre des causes représente graphiquement les combinaisons d'évènements qui conduisent à la réalisation d'évènement indésirable (état critique). Il est formé de niveaux successifs tels chaque événement soit généré à partir des événements antécédents par l'intermédiaire de divers opérateurs logiques.

2.2.2 Analyse des conséquences

Elle part des mêmes états critiques, pouvant se développer en incidents, et identifie les conséquences induites possibles sous différents scénarios.

La rupture peut être classée en deux types (tableau 2.1) :

- Rupture type 1 : c'est une rupture grave entraînant l'abandon complet de l'ouvrage.
- Rupture type 2 : c'est une rupture qui a pu être sérieuse, mais qui a toutefois laissée la possibilité de réparer avec succès les dommages et de remettre l'ouvrage en service.

Ainsi, on peut définir deux types de sécurité :

Tableau 2.1 Types d'états critiques (Melchers 1999)

Type d'état	Description	Exemples
Sécurité ultime	Ruine d'une partie ou de toute la structure	Glissement, ruptures progressives, mécanisme plastique, fatigue, détérioration, etc.
Sécurité de service	Discontinuité de l'utilisation normale	Fissures excessives, déformation, flexions, vibrations, dommages, etc.

2.2.2.1 Arbre de décision :

Une telle analyse comme le montre l'organigramme (figure 2.1) consiste essentiellement en une :

- Identification des états critiques.
- Identification des événements initiateurs et leurs causes primaires.
- Identification de scénarios de ruine.
- Estimation de la probabilité et de la magnitude des conséquences de chaque scénarios de ruine.

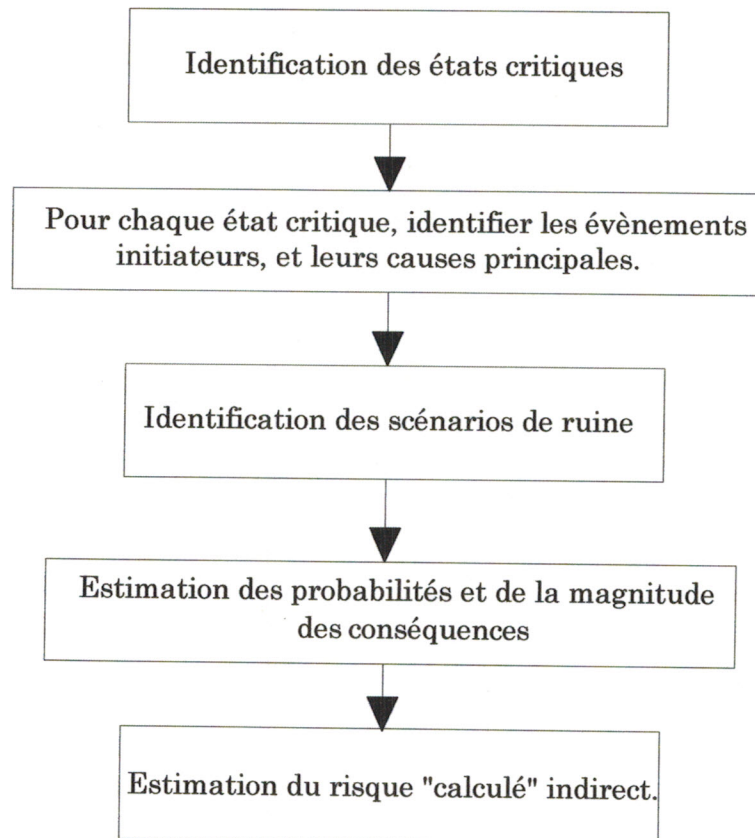


Figure 2.1 Principe d'analyse de la sécurité d'un barrage

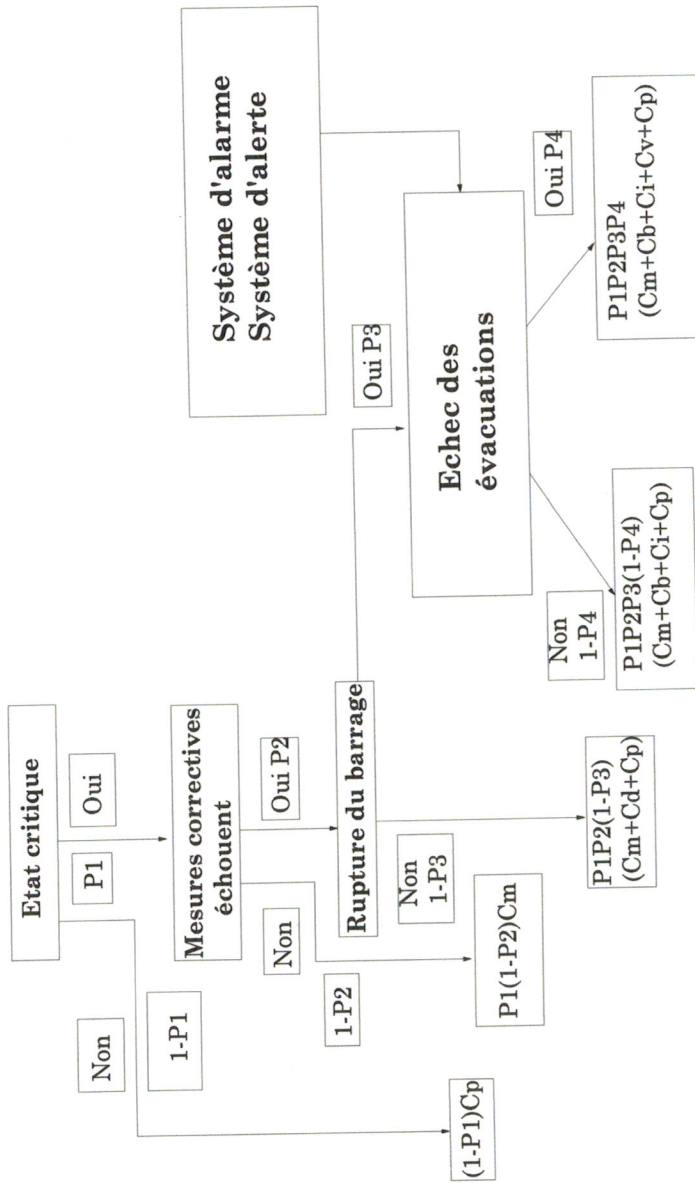


Figure 2.2 Arbre des causes conséquences de la rupture d'un barrage

i : Aspect de la théorie de décision :

La théorie de la décision s'applique à des choix dans des conditions incertaines.

L'incertitude peut se trouver dans les relations entre les actions et la réponse de l'ouvrage ou à la crédibilité ou l'insuffisance de l'information.

En fait, dans de nombreux cas, il est inutile de faire des calculs très poussés chaque fois que le risque calculé associé à une erreur est très faible, il est raisonnable de prendre une décision rapide sans le bénéfice d'une méthode formelle.

L'ingénieur ou plus généralement le concepteur se trouve fréquemment dans des situations où les conséquences de la décision qu'il doit prendre dépendent d'un facteur appelé état de la nature qui n'est pas connu de façon précise.

Lorsqu'une telle incertitude existe, il est toujours possible mais pas nécessairement économique d'obtenir plus d'informations sur cet état. Par exemple, on fait des sondages pour obtenir certaines caractéristiques du sol en certains points du sol de fondation.

Ces données permettent rarement de lever toute incertitude sur l'état réel du sol, mais elles fournissent réellement des informations.

Si l'on admet que l'incertitude sur l'état réel de la nature peut être exprimée en termes de probabilités, on peut aborder ce type de problème à l'aide de la théorie Bayésienne de la décision. Trois questions peuvent se poser :

- Comment prend-on une décision sur la base d'informations existantes ?
- Comment peut-on, avant de faire l'analyse de décision, combiner des informations nouvelles avec les probabilités évaluées antérieurement ?
- Faut-il, et par quels moyens, rechercher les informations complémentaires avant de prendre la décision finale ?

A chaque triplet (I_i, A_j, O_k) nous associons un coût (Tribus 1972).

$$C_{ijk} = C(I_i, A_j, O_k)$$

Où

I_i : informations qui servent de données dans le problème décisionnel, $i=1, \dots, n$.

A_j : actions qui peuvent être prises, $j=1, \dots, m$.

O_k : occurrences qui représentent les résultats $k=1, \dots, s$.

Le risque, qui n'est autre que l'espérance du coût C , est définie par :

$$E(C) = \sum CP(C/IAO)$$

Si les actions A sont identifiées, le risque conditionnel sera :

$$E(C/A) = \sum CP(C/IAO) \cdot P(O/AI) \cdot P(I/A)$$

L'action optimale sera celle qui minimise le risque. Pour pouvoir mener une telle analyse, il faudra :

- a) Définir les coûts.
- b) Déterminer les alternatives possibles.
- c) Choisir un groupe de variables permettant de traduire les relations entre les coûts et l'ensemble des possibilités, c'est la fonction du coût.

Un projet, qui répond aux besoins possède certaines propriétés qui peuvent être identifiées, idéalisées, en première approximation, car on ne connaît pas toutes les possibilités avant d'avoir entrepris le projet en détail, généralement que ce projet soit :

- a) physiquement réalisable.
- b) économiquement avantageux.
- c) financièrement possible.

- d) productivement acceptable.
- e) fiable.
- f) facile à entretenir.

Pour pouvoir mener une analyse décisionnelle, il faudra construire une échelle des coûts, et les réduire à une base commune chaque fois que c'est nécessaire. Dans le cas d'un barrage, les pertes sont de nature différente :

- a) pertes matérielles quantifiables.
- b) victimes de l'accident.
- c) pertes subjectives non quantifiables.

Celles-ci traduisent la peur semée dans la population concernée même sans incident, du fait qu'elle soit menacée par un danger potentiel.

L'optimisation consiste à chercher la stratégie (ai) minimisant le risque :

$$\frac{\delta R_r(a_i)}{\delta a_i} = 0$$

ii : *Décision sur la base d'informations existantes :*

L'analyse du problème commence par la définition de l'ensemble des décisions possibles et de leurs conséquences, (figure 2.1).

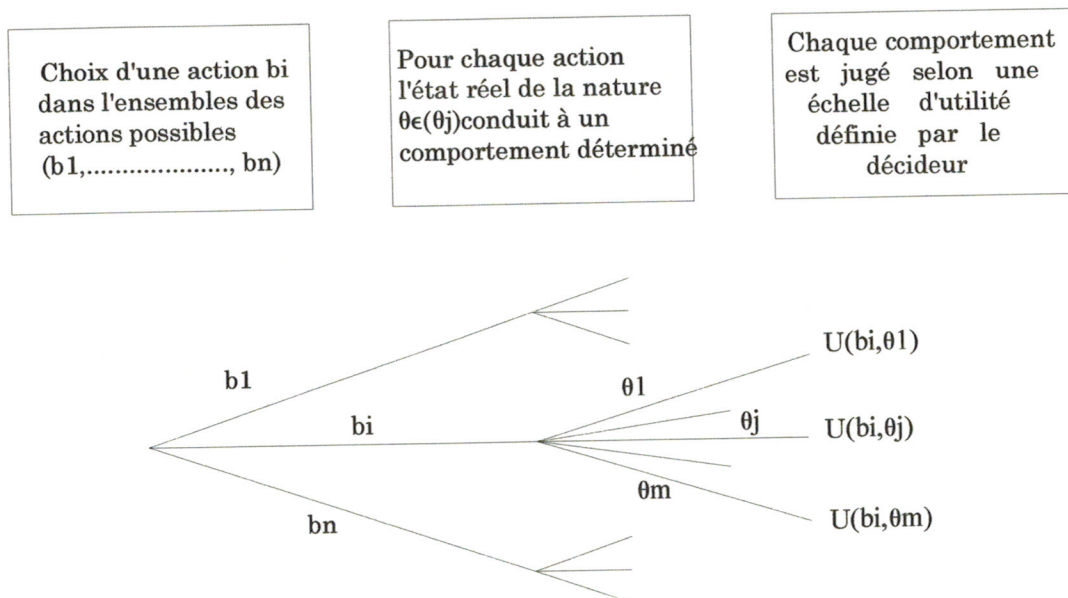


Figure 2.3 Arbre de décision

La fonction d'utilité $U(b_i, \theta_j)$ traduit les préférences du décideur entre les résultats possibles.

L'utilité peut être évaluée directement en terme d'argent ou sous une autre forme reliée à une évaluation financière.

iii : *Méthode du Mini-Max :*

Il existe des méthodes de décision qui dominent la décision humaine. Nous citons la méthode du minimum et la méthode des valeurs opposées. La méthode du minimum se résume en cette phrase : « Pour toutes les possibilités, la plus mauvaise se produit certainement ».

Exemple : Faisabilité d'un barrage.

L'exemple d'un barrage (voir figure 2.4) illustre bien la méthode. On veut construire un barrage. Le décideur choisit deux actions b1 ou b2. Si l'action est b1, le barrage se construit conformément à une conception particulière. L'action b2 est le complément de l'action b1, ne pas construire le barrage.

Pour chaque action, l'état réel conduit soit à une réussite u ou à une perte $-u$. La branche d'échec se traduit par l'effondrement du barrage. Si l'action b1 est choisie et si la conception du barrage assure sa sécurité, la décision prend + 10 comme unités de valeurs.

Si le barrage s'effondre, la perte est $-10.000.000$ pour la même unité de valeurs, l'action b2 produira la décision 0.

Le futur est incertain, donc si P est la probabilité pour U , $1-P$ est la probabilité de $-U$.

Si P est l'unité, la performance future de la conception sera sauvée et l'action optimum est b1.

Si P n'est pas l'unité, la meilleure action sera peut être b2. L'analyse du risque est un outil pour estimer P .

L'illustration de cette méthode par celle du minimum se fait comme suit :

L'action b1 est certaine d'être associée avec une perte de 10 000000 unités de valeurs.

L'action b2 a une grande possibilité de perte nulle. L'action optimale est b2 (ne pas construire). Le terme minimum signifie qu'il faut prendre l'action où le risque est le minimum des maximums de toutes les actions. La plupart des ingénieurs décideurs tendent à suivre cette méthode de décision. Comme note supplémentaire, à moins que P est connu et qui prend l'unité avec certitude, l'action b1 est tenue.

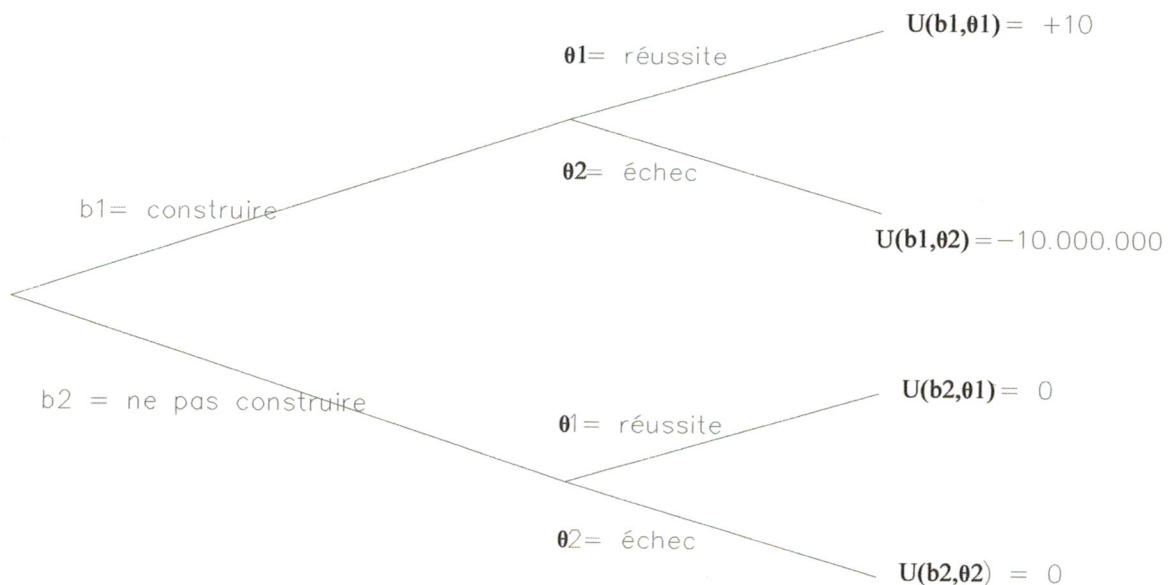


Figure 2.4 Arbre de décision : construction de barrage

iv : L'analyse terminale :

Lorsque l'on rassemble des informations complémentaires avant de prendre une décision, à l'aide par exemple d'une expérience qui a donné le résultat ZK , il faut réestimer les probabilités de l'état de la nature à la lumière de ces nouvelles informations.

La relation entre les probabilités initiales (ou à priori) $P'(\theta_j)$ et la probabilité modifiée (ou à posteriori) $P''(\theta_j)$ s'obtient à l'aide du théorème de Bayes.

$$P''[\theta_i] = \sum_{i=1}^n \frac{P[Z_k/\theta_i] \cdot P'(\theta_i)}{P[Z_k/\theta_j] \cdot P'(\theta_j)}$$

v : Risque direct :

Le risque direct regroupe (1) :

- Coûts initiaux : Ci
- Coûts de maintenance : Cm
- Coûts d'exploitation : Cexp

Etant donné que le risque d'une manière générale n'est autre que l'espérance des coûts.

Si : Co est le coût direct prévu pour la construction, maintenance et exploitation de l'ouvrage ; Po est la probabilité d'investir ces coûts.

Alors le risque direct s'écrit

$$R_o = E(C_o) = P_o \cdot C_o$$

Dans ce cas, et comme on est sûr d'investir le coût direct Co, sa probabilité d'occurrence est prise égale à 1.

$$R_o = E(C_o) = 1 \cdot C_o$$

$$R_o = C_i + C_m + C_{exp}$$

vi : Risque indirect :

a) *Méthode d'estimation :*

Comme pour tout système, l'analyse de la sécurité d'un barrage commence par l'étude de sa pathologie, l'analyse des actions auxquelles il peut être soumis, et l'étude des différents scénarios de ruine auxquels ces actions peuvent conduire.

L'arbre des causes-conséquences permet au concepteur d'apprécier l'ensemble des événements qui peuvent provoquer un état critique, il dégage ceux dont les combinaisons sont les plus probables et calcule le poids de celle-ci sur l'état critique, grâce à la théorie de la fiabilité (voir figure 1.5).

Il permet aussi l'estimation du risque indirect lié à l'ouvrage. D'une manière générale, si Ci est le coût induit par la réalisation d'un certain incident, et Pi étant sa probabilité d'occurrence, alors le risque indirect lié à un état critique est comme suit :

$$R_{ind} = [C_{ind}] = \sum_{i=1}^n P_i \cdot C_i$$

$$R_{ind} = \sum_{i=1}^n P_i \cdot C_i$$

n : étant le nombre de scénarios pouvant survenir à la suite de l'apparition d'un état critique

Ainsi on pourra dire, que le risque indirect pour un état critique donné, s'obtient en faisant une sommation des différents coûts des différents scénarios affectés de leurs probabilités d'occurrence.

b) *Mesures palliatives :*

Principe : La surveillance des grands barrages constitue un facteur très important pour la sécurité aussi bien de l'ouvrage lui-même, que pour toute la région se trouvant à l'aval du barrage.

Son but essentiel est de détecter le plus tôt possible tout changement pouvant affecter le barrage, l'environnement ou les conditions d'exploitation aussi bien pendant sa construction qu'en période d'exploitation.

Elle permet de suivre l'évolution du comportement du barrage durant toute sa vie et de mener à chaque fois une vérification de la sécurité et de déterminer les réparations ou modifications requises.

La surveillance des grands barrages englobe les examens visuels, et l'auscultation par appareils et système de contrôle.

Ces deux activités sont indispensables pour s'assurer sur l'état de l'ouvrage. Leur fréquence doit être établie sur la base de l'importance de l'ouvrage et surtout des dommages qui pourraient résulter d'une rupture.

Les principaux dispositifs d'auscultation sont :

- Mouvements verticaux et horizontaux.
- La déformation dans différentes directions.
- Les pressions interstitielles durant et après construction.
- Le niveau de la nappe.
- Les débits de percolation à travers le noyau, les fondations et les appuis.

Dès l'apparition d'un incident, il y a lieu de prendre en compte des mesures correctives en vue d'assurer la sécurité. Les mesures correctives dépendant du type d'ouvrage et de son emplacement, de la nature du problème, et des conséquences qu'entraînerait une éventuelle rupture.

Les mesures correctives consisteraient-en :

- L'abaissement du niveau de la retenue.
- La stabilisation par recharge.
- La surélévation de l'ouvrage.
- Le drainage de l'ouvrage et de ses fondations.
- L'amélioration de l'étanchéité.
- La réparation, le nettoyage et l'entretien.

Dans le cas où la capacité de l'évacuateur n'est plus adéquate pour évacuer la crue du projet, il est indispensable d'en augmenter la capacité soit en construisant un nouvel évacuateur, soit en modifiant l'évacuateur existant.

Sécurité des populations : Etant donné, l'importance des pertes en vie humaines et matérielles qui résultent d'une rupture d'un barrage, la mise sur pied d'un plan d'évacuation de la zone inondée est nécessaire afin de diminuer les conséquences d'un tel accident. Ce plan d'évacuation consiste en :

- La détermination des caractéristiques physiques de la région située en aval du barrage du point de vue topographique, géologique et utilisation du territoire.
- Etablissement d'un modèle physique ou mathématique de rupture conduisant à la préparation de carte de submersion.

La superposition de cartes montrant d'une part les limites de la submersion et d'autre part la répartition de la population permet de situer très clairement les zones critiques dans les régions fortement habitées.

Information en plan d'alerte : Le premier remplissage de la retenue est un point délicat dans la vie d'un barrage. Il est donc important avant d'en arriver à cette étape de tenir compte des réunions d'informations avec les responsables de la sécurité dans la région. Un local de surveillance doit être établi au meilleur endroit possible pour assurer, entre autres, que les contacts avec l'extérieur restent possibles quelque soit les circonstances. Quant à l'organisation de l'évacuation, elle doit comprendre les moyens de transports et de communications (routes, chemins de fer, téléphone, radio...).

vii : *Risque total :*

Le risque total pour un état critique est donné par :

$$R_T = I.C_0 + \sum_{i=1}^n P_i.C_i$$

La question qui se pose est comment évaluer le risque de l'ouvrage, sachant que plusieurs états critiques peuvent affecter l'ouvrage.

Chaque ouvrage durant sa durée de vie, peut être sollicité par plusieurs états critiques qui peuvent être placés soit,

- En série, le risque total dans ce cas étant le maximum des risques de tous les états critiques.
- En parallèle, le risque total dans ce cas étant la somme des risques de tous les états critiques.

L'estimation du risque total « calculé » permet de tenir compte d'une part de la performance des ouvrages et d'autre part des conséquences d'un éventuel incident.

C'est pourquoi, on peut penser que l'analyse des risques sera un jour un outil opérationnel dans les mains des projeteurs et gestionnaires de projets, seulement, l'expérience des ingénieurs, l'auscultations de l'ouvrage en construction puis en service et le jugement des experts resteront toujours essentiels pour garantir la fiabilité des ouvrages.

Chapitre 3

APPLICATION AUX BARRAGES EN TERRE :

1. INTRODUCTION :

Les différentes investigations sur les ruptures des barrages, ont montré que les causes primaires des états critiques peuvent être regroupées en trois catégories :

- Causes naturelles : Crues, séismes, avalanches, etc.
- Causes dues à l'âge : Détérioration des matériaux (fissures, érosion régressives, rupture de fondation, instabilité de talus, rupture des équipements).
- Causes humaines : Erreurs de conception et de réalisation, négligence dans la mise en service et la maintenance, etc.

Ainsi, les états critiques pouvant affecter un barrage en terre, peuvent être regroupés en famille, dont la dépendance est plus au moins faible, ces principales familles sont :

- L'instabilité : Renversement, glissement, tassement, résistance, déformations.
- La durabilité : Concerne les états critiques provoqués par les eaux d'infiltration.
- La fonction : Principalement la submersion.

Les statistiques actuelles montrent que la cause la plus fréquente après la submersion est l'érosion régressive due aux écoulements pouvant créer des désordres dans l'ouvrage et même aboutir à un renard.

D'autres états critiques pouvant affecter le barrage, peuvent provoquer de graves incidents, il faut en tenir compte lors de sa conception et en période de construction.

Ces états sont :

- L'instabilité des talus et/ou fondations.
- L'envasement.
- Le vieillissement.

Nous présenterons dans ce qui suit, une étude pathologique de chaque état critique, une analyse de ses causes et de ses conséquences, et un arbre de causes-conséquences pour chacun d'eux.

2. ANALYSE STATISTIQUE SUR LES INCIDENTS DE BARRAGES :

2.1 Statistiques et données :

Une étude pathologique des grands barrages a fait l'objet d'un recensement méthodique par le Comité international des grands barrages, bien qu'incomplète, elle peut être très riche en informations (1977).

Ainsi la probabilité de rupture de l'ensemble des barrages en terre construits de 1850 à 1950 serait de $P=8.10^{-3}$.

Cette probabilité concerne :

- Le remblai ou fondation : 50%
- Les ouvrages annexes : 50%

D'autre part, la rupture du remblai et de sa fondation provient de :

- Erosion interne : 75%
- Glissement : 25%

Sur la période de 1964 à 1983, Leberton (1985) a répertorié les cas de rupture dans le tableau 3.1, et cela en fonction des causes et la hauteur des barrages :

Tableau 3.1 Distribution des ruptures de barrages en remblai suivant leurs causes

C A U S E S	Tous les barrages	H < 15 m	H > 15 m
Submersion :			
• Construction	9	-	9
• Barrage terminé	29	18	11
• Rupture d'un barrage amont	2	-	2
Erosion lors d'une crue	3	2	1
Erosion interne :			
• Corps de digue	10	3	7
• Près d'une conduite	4	2	2
Glissement de talus	5	1	4
Total (Nombre de barrages)	62	26	36

Ainsi les ruptures par perte de stabilité ne concerne qu'un cas sur huit, cela est confirmé par Charles (1985), (tableau 3.2) :

Tableau 3.2 Distribution des ruptures de barrages en remblai suivant leurs causes. (Charles, 1985)

Cause de rupture	Recensées en Grande Bretagne	Recensées par Middelbrooks
Submersion	24 %	30 %
Erosion interne	55 %	38 %
Glissement	14 %	15 %
Autres	7 %	17 %

Doré a examiné en détail les ruptures suivant les causes et les périodes de vie des barrages en remblai, et dresse le tableau 3.3 :

Tableau 3.3 Répartition des cas de rupture suivant les causes et les périodes de vie des barrages en remblai (d'après Doré, 1986, statistiques de 1975 n'incluant pas la Chine)

Causes	Construc-tion	Mise en eau	< 50 ans	> 50 ans	Inconnue ?	Total
• Erosion interne de la fondation	1	9	2	1	0	13
• Erosion interne du corps du barrage	3	10	1	7	2	23
• Déformation du barrage	2	4	3	3	1	13
• Contact béton-remblais	0	7	1	1	2	11
• Glissement de talus amont et aval	3	1	0	5	0	9
• Toutes causes confondues	6	17	5	13	2	48
Total (Nombre de barrages)	15	48	12	30	7	112

Tableau 3.4 Statistiques et modes de rupture des barrages en remblai (d'après Foster M., Fell R., Spannagle M (2000)

Modes de Ruptures	% Ruptures
• Phénomènes de renard dans le corps du barrage.	31
• Phénomènes de renard dans la fondation.	15
• Phénomènes de renard depuis la digue à la fondation.	2
• Stabilité des pentes.	4
• Submersion.	46
• Séismes	2

D'après Goubet (1983), la probabilité de rupture diminue fortement avec la date de construction. En effet, le risque de rupture diminue avec le temps, plus du tiers des ruptures interviennent au cours des cinq premières années de vie (figure 3.1) :

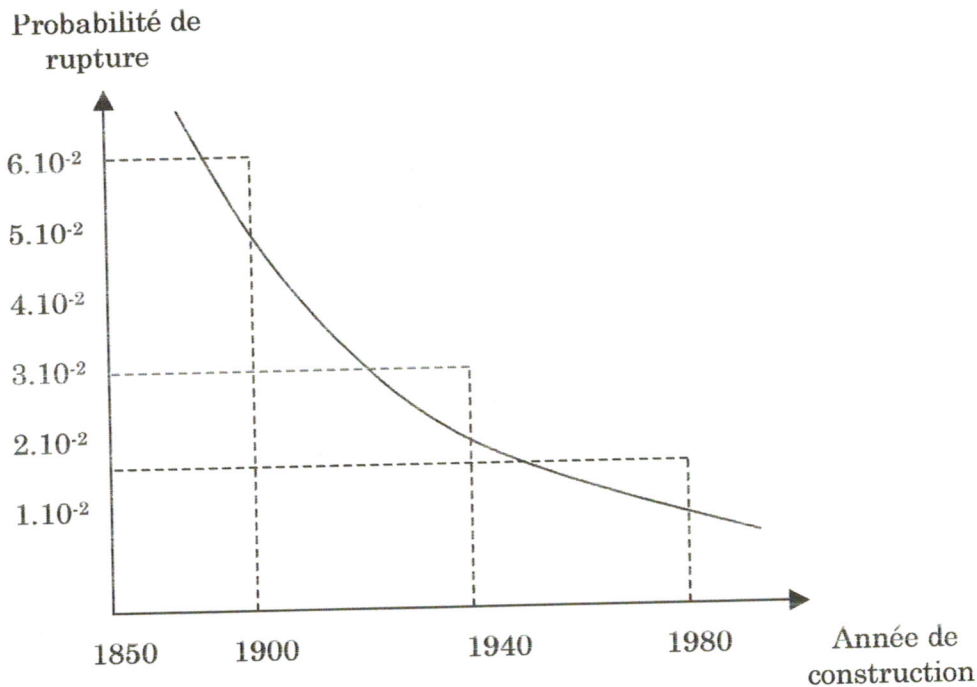


Figure 3.1 Probabilité de rupture en fonction de la date de construction (d'après les statistiques du C.I.G.B 1982) [18].

3. COMMENTAIRES :

Tous les auteurs ont essayé de dresser leurs propres statistiques sur les risques de rupture des barrages à travers le monde en se basant surtout sur les causes, l'âge et la hauteur des barrages.

Plusieurs remarques intéressantes et importantes peuvent être déduites de ces statistiques, et pouvant même servir comme un moyen pour mieux prendre en charge un barrage dans l'avenir :

conséquent la sécurité d'un barrage doit tenir compte de ces états critiques, lors de la conception et construction des nouveaux ouvrages.

- Les statistiques actuelles font apparaître qu'on ne peut aborder la sécurité des barrages de façon globale. En effet, chaque ouvrage et son site sont des cas particuliers ; les probabilités d'apparition des différents états critiques peuvent varier fortement d'un barrage à l'autre, comme celles de leurs conséquences.
- Elles montrent bien la maîtrise de la sécurité du barrage vis-à-vis de l'instabilité des talus et/ou fondations, cela se justifie par l'évolution et le grand progrès qu'a connu la géotechnique.

Seulement le nombre important des ruptures causées par d'autres conditions indésirables et non qualifiables, invite les projeteurs des barrages à mieux réfléchir sur une méthode beaucoup plus objective et réaliste, leur permettant une meilleure approche de la sécurité d'un barrage.

4 ESTIMATION DU RISQUE DIRECT :

Dans le cas d'un grand barrage, le risque direct regroupe (1) :

4.1 Coûts initiaux : C_i

- Coûts de reconnaissances
- Coûts de fabrication des matériaux
- Coûts de transport des matériaux
- Coût de l'étude
- Coût de construction

4.2 Coûts de maintenance : C_m

- Coûts de l'auscultation
- Coûts de l'inspection
- Coûts de l'aménagement

4.3 Coût d'exploitation : C_{exp}

Le coût direct est :

$$R_0 = C_i + C_m + C_{exp}$$

5. ESTIMATION DU RISQUE INDIRECT DES DIFFERENTS ETATS CRITIQUES D'UN BARRAGE :

Dans le cas d'un grand barrage, on peut regrouper les différents coûts indirects liés aux différents scénarios qui peuvent survenir à la suite d'un éventuel état critique comme suit :

- Les coûts des dégâts partiels (C_o) variant d'un état critique à l'autre.
 - Les coûts de perte de production (C_p) en cas de rupture.
 - Les coûts de perte de production (C^o_p) en cas de dégâts partiels, variant d'un état critique à l'autre.
 - Le coût du barrage (C_b) en cas de rupture.
 - Les coûts de l'inondation de la zone (C_i).
 - Les coûts de victimes (C_v).
 - Les coûts des mesures correctives (C_m) variant d'un état critique à l'autre.
- Le risque indirect est donné par :

$$R_{ind} = E[C_{ind}] = \sum_{i=1}^n P_i \cdot C_i$$

En supposant que les états critiques pouvant affecter un barrage sont indépendants, nous essayerons d'établir dans ce qui vient l'expression du risque indirect pour chaque état critique.

5.1 Submersion :

Parmi les dangers les plus graves qui menacent la vie d'un barrage en terre c'est la submersion.

En effet, il faut :

- Un dimensionnement correct de l'organe évacuateur de crues.
- Une revanche importante.

Le dimensionnement de l'évacuateur de crues est fonction de l'estimation de la plus grande crue possible.

Le niveau normal de la retenue est calculé en tenant compte de la capacité utile du barrage et de la tranche morte.

5.1.1 Méthode de détermination des crues :

La détermination de la crue de projet a pour objet de définir les ouvrages d'évacuation, à la faire passer et à assurer la protection du barrage contre un événement exceptionnel.

La question est double :

a) Comment déterminer les caractéristiques (débit de pointe, volume) d'un événement qui dépasse très largement en importance et en probabilité d'occurrence tous les événements observés ?

C'est l'aspect statistique et hydrologique du problème.

b) Jusqu'à quelle probabilité d'occurrence de l'événement et comment, faut-il concevoir les ouvrages d'évacuation ?

C'est l'aspect technique et économique lié au coût de la protection face aux risques et défaillance.

La méthode de la « crue maximale probable » est une approche qui consiste à rechercher indépendamment de toute référence à un temps de retour, quelle est la crue maximale imaginable dans les conditions pluviométriques.

On notera que « la crue maximale probable » n'est pas prise comme « crue de projet » mais cette grandeur servira à l'estimation d'un phénomène catastrophique maximum possible.

5.1.1.1 Crue de projet :

L'estimation du débit de pointe de la crue est la détermination de la crue du projet. Cette dernière est obtenue par une pondération des valeurs de la crue maximale probable déjà obtenue par les différentes méthodes citées précédemment.

Cette pondération dépend du choix d'un temps de retour soit 1000, 5000 ou 10000 ans.

Le type d'ouvrages d'évacuation et de leurs dimensionnement sont définis à partir de la crue du projet.

i°: Analyse des causes :

On peut regrouper les différentes causes comme suit :

❖ Causes liées aux crues :

- Insuffisance des informations hydrologiques.
- Sous estimation des facteurs rentrant dans le calcul du débit.
- Sous estimation de la revanche.
- Le non contrôle de la stabilité des versants.

❖ Causes liées à l'évacuateur de crues :

L'évacuateur est constitué de trois sous-systèmes :

- Le seuil

- Le canal
- Le bassin de dissipation
- Le seuil peut être soit :
 - Obturé.
 - Mal calculé du point de vue (hydrologique) hydraulique.
 - Mal construit.
 - Les débordements peuvent créer des sous pressions mettant en danger sa stabilité.
 - Pour les seuils libres, ils peuvent être bouchés par branchage ou tronc d'arbre.
 - Pour les seuils à vanne : Un entretien défectueux des équipements, et une manœuvre défectueuse des vannes.

•Pathologie du canal :

Il présente à peu près la même pathologie que le seuil, en plus des tassements de la digue qui entraîne la fissuration du canal.

•Pathologie du bassin de dissipation :

- Mauvais calcul hydraulique
- Sous estimation de la valeur du déficit d'énergie.
- Mauvais calcul des enrochements
- Sous pressions sous le bassin entraînant sa rupture
- Rupture mécanique due à la liaison canal-bassin.

ii : Analyse des conséquences :

Probabilités :

P 1I : Probabilité d'apparition de l'état critique (submersion).

P 3I : Probabilité pour que l'état critique entraîne la rupture du barrage.

P.4I : Probabilité d'échec dans l'évacuation de la zone inondée.

• Scénarios de ruine :

Scénario 1 : - Il n'y a pas d'état critique(1 - P 1I).

- Gain de production.....G = - Cp

Scénario 2 : - On a pu prédire l'état critique, mais il a entraîné des dégâts au barrage et aux installationsP1I(1-P3I).

- Les pertes sont : Coûts liées aux dégâts partiels CDi
Coûts de perte de production CoPI

Scénario 3 : - Rupture du barrage et évacuation de la zone inondée réussite....P1IP3I (1-P4I).

- Les pertes sont : Coûts du barrage CB
Coûts dus à l'inondation CI
Coûts de perte de production CP

Scénario 4 : - Rupture du barrage et échec dans l'évacuation de la zone inondée P1IP3IP4I.

- Les pertes sont : Coûts du barrage CB
Coûts dus à l'inondation CI
Coûts de perte de production CP
Coûts des victimes CV

Risque indirect :

$$R_i = E [- (1-P_{1I})C_P + P_{2I} (1-P_{3I}) (C_{DI} + C_{0P1}) + P_{1I} P_{3I} (1-P_{4I}) (C_B + C_I + C_P) + P_{1I}P_{3I}P_{4I} (C_B + C_I + C_P + C_V).X$$

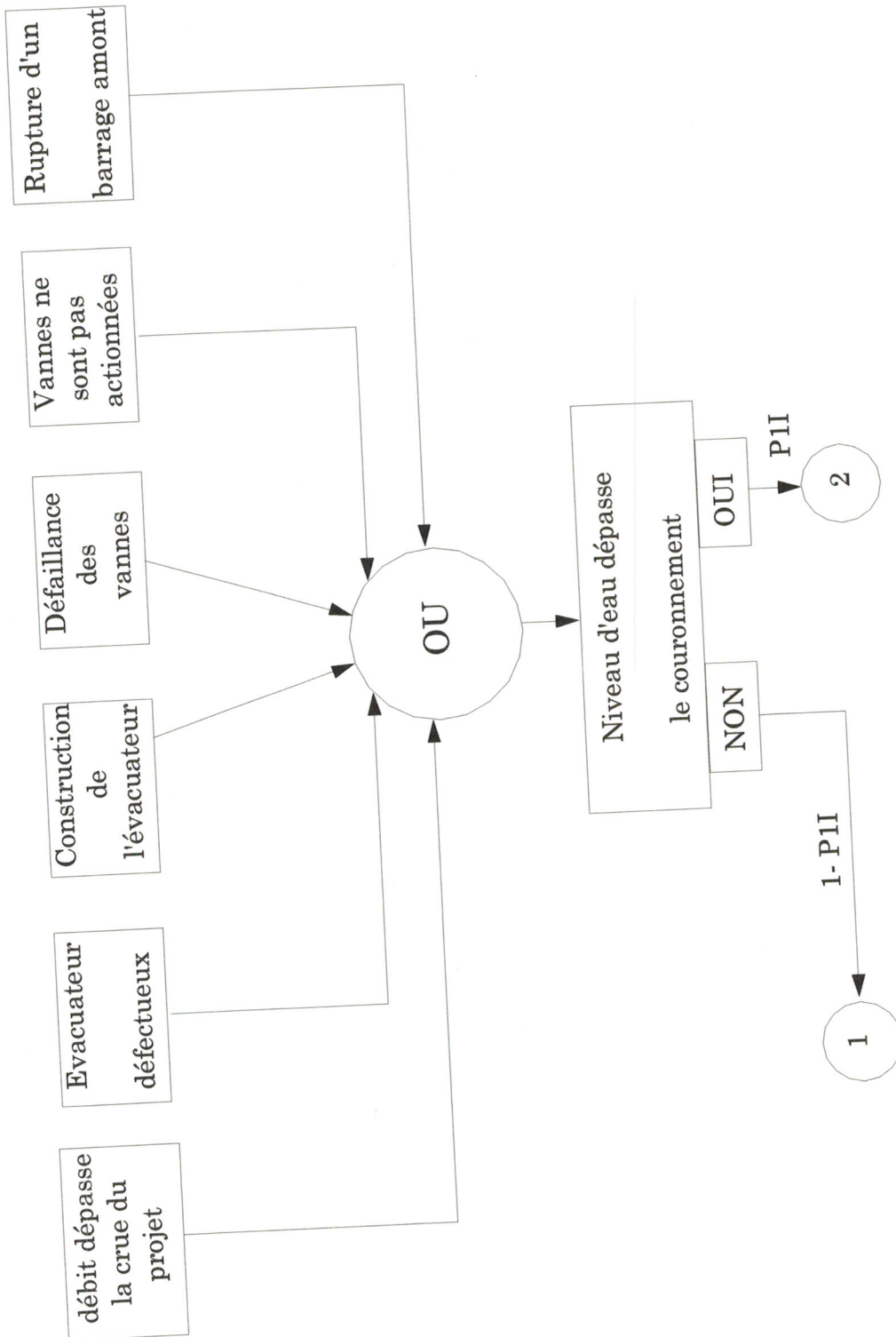


Figure 3.2 Arbre de causes pour la submersion

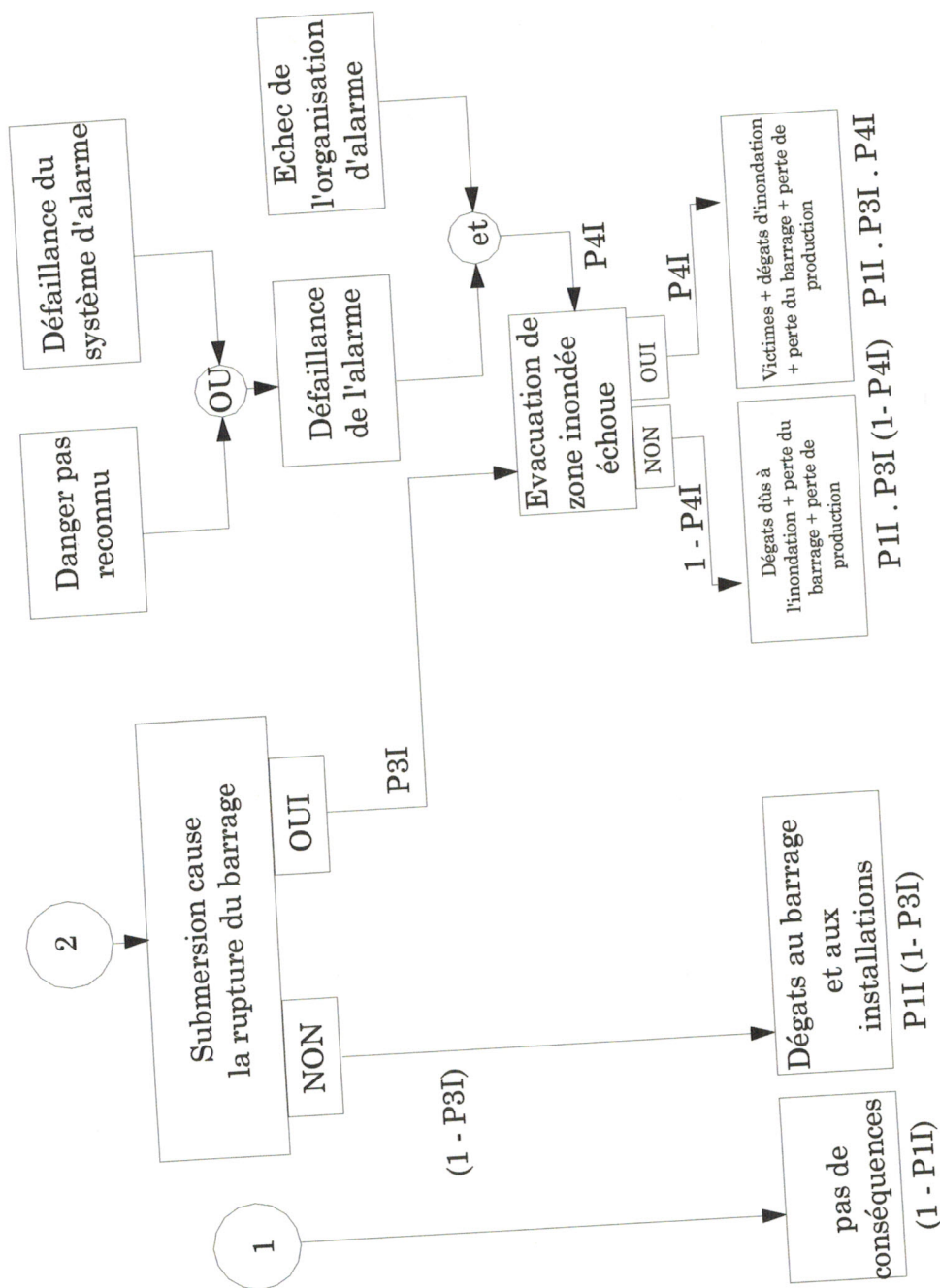


Figure 3.3 Arbre de conséquences pour la submersion

5.2 Durabilité :

Les statistiques sur les incidents de barrage montrent qu'après la submersion, c'est l'état d'érosion régressive qui provoque beaucoup d'incidents, surtout dans les noyaux de barrages. L'objectif est de regrouper les causes aboutissant à l'état critique.

Les infiltrations qui peuvent se produire dans le corps du barrage, ses fondations ou ses appuis latéraux, doivent être étudiées de façon très rigoureuse, elles doivent rester assez faibles pour que les débits de fuites ne soient pas tels que l'économie du projet soit remise en question, et d'autre part, éviter toutes les causes entraînant l'instabilité de l'ouvrage (les pressions d'infiltration qui occasionnent des sous pressions capables de soulever le barrage).

L'érosion régressive est un phénomène essentiellement évolutif, il peut être séparé en deux processus, le détachement des particules et leur migration.

L'érosion interne se présente sous deux formes :

- Une érosion physico-chimique due à une dissolution de matériaux d'origine solubles.
- Une érosion mécanique : le débit d'infiltration peut entraîner les particules à une fuite non maîtrisée. Cet entraînement peut s'accroître en allant jusqu'à la formation d'un tunnel aboutissant à un renard.

5.2.1 Analyse des causes :

Il existe une multitude de causes premières aboutissant au phénomène d'érosion, nous citons essentiellement les propriétés mécaniques et hydrauliques des matériaux compactés (érodabilité et perméabilité), et l'état des filtres et des étanchéités.

Les événements initiateurs peuvent être les mouvements différentiels du corps du barrage, la modification du régime hydraulique, des actions extérieures (chocs) ou l'évolution des propriétés des matériaux du remblai au cours du temps.

Ainsi, on peut regrouper toutes les causes comme suit :

i : Causes liées à la fissuration du remblai :

- Tassement inégal :

Il peut être dû soit à une hétérogénéité du sol, de fondation, une discontinuité des déformations du remblai ou un fort pendage des appuis latéraux.

- Relâchement des contraintes :

On peut observer ce phénomène surtout au niveau des appuis où les contraintes sont importantes.

- Fracturation hydraulique :

C'est un phénomène qui affecte les noyaux minces ayant une faible contrainte effective lors du contact avec les recharges.

- Reconnaissance géologiques et géotechniques incomplètes :

De mauvaises reconnaissances du site tel que la présence de fissures géologiques ou de roches altérables, induit la naissance de chemins privilégiés d'écoulement.

- Mauvais fonctionnement des conduites de vidange et évacuateurs de fonds.

- Mauvais fonctionnement des vannes :

Celui-ci peut être provoqué par des vibrations dans les conduites d'où transmission au sol de fondation ou du corps de la digue.

Le déclenchement de l'un de ces phénomènes provoque l'endommagement de l'étanchéité.

ii° : Causes liées au compactage :

L'expérience montre qu'il est trop difficile de compacter les matériaux devant les conduites de vidange et les évacuateurs de fond.

Pour cela, des mesures sérieuses doivent être menées à différents niveaux, et ceci en mesurant les débits de fuite devant être interceptés.

Pour pallier à cette anomalie, il est recommandé d'utiliser des conduites dentées dans le but d'augmenter la longueur d'écoulement et par conséquent diminuer le gradient hydraulique.

Mais cette recommandation présente des difficultés pratiques de compactage autour des dents. La meilleure solution, serait d'utiliser un drain protégé de filtres en fin de conduite.

- La mauvaise liaison de deux couches compactées successives peut être la cause d'un chemin privilégié d'écoulement. Ce phénomène est dû soit au choix de l'épaisseur à compacter, soit au mauvais compactage des premiers centimètres de la couche précédente.

- Mauvaise scarification des couches.

- Mauvaise adaptation du matériel ou matériaux.

Il est préconisé de compacter les argiles avec le compacteur à pieds de mouton, alors que pour les graves alluvionnaires, on utilise le compacteur à rouleaux lisses.

5.2.2 Analyse des conséquences :

Probabilités :

P1II : Probabilité d'apparition de l'état critique, (érosion).

P2II : Probabilité d'échec des mesures correctives.

P3II : Probabilité pour que l'état critique entraîne la rupture du barrage.

P4II : Probabilité d'échec dans l'évacuation de la zone inondée.

Scénarios de ruine :

Scénario 1 : - Il n'y a pas d'état critique (1 - P1II)

- Gain de production (G = - Cp)

Scénario 2 : - On a pu prédire l'état critique P1II (1-P2II)

- Les pertes sont : les coûts des mesures correctives, CMII.

Scénario 3 : - On a pu prédire l'état critique, mais il a entraîné des dégâts partiels
.....P1II. P2II (1-P3II).

- Les pertes sont : - Coûts des mesures correctives, CMII

- Coûts de perte de production, COPII

- Coûts liés aux dégâts partiels, CDII

Scénario 4 : - Rupture du barrage et évacuation de la zone inondée réussite
.....P1II.P2II.P3II (1-P4II).

- Les pertes sont : - Coûts des mesures correctives, CMII

- Coûts du barrage, CB

- Coûts d'inondation, CI

- Coûts de perte de production, Cp

Scénario 5 : - Rupture du barrage et échec dans l'évacuation de la zone inondée
.....P1II.P2II.P3II P4II.

- Les pertes sont : - Coûts des mesures correctives, CMII

- Coûts du barrage, CB

- Coûts d'inondation, CI

- Coûts de perte de production, Cp

- Coûts des victimes, Cv

Risque indirect :

$$R_{\text{ero}} = E [-(1-P_{1II}) C_P + P_{1II} (1-P_{2II})C_{MII} + P_{1II}P_{2II} (1-P_{3II})(C_{MII} + C_{DII} + C_{OPII}) + P_{1II} P_{2II}P_{3II} (1-P_{4II})(C_{MII} + C_B + C_I + C_P) + P_{1II}P_{2II}P_{3II}+P_{4II}(C_{MII} + C_B + C_I + C_P + C_V)]$$

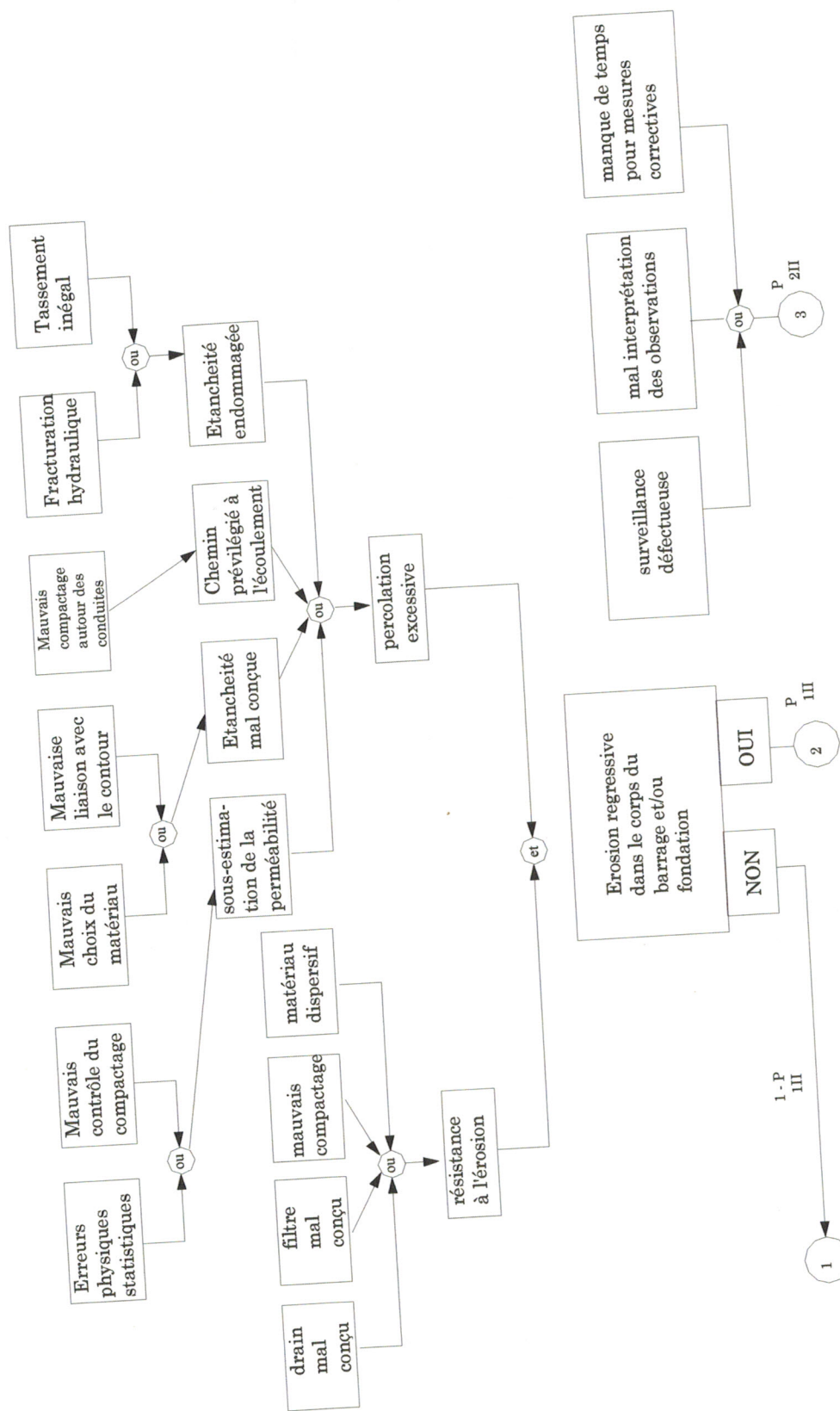


Figure 3.4 Arbre de causes pour l'érosion régressive

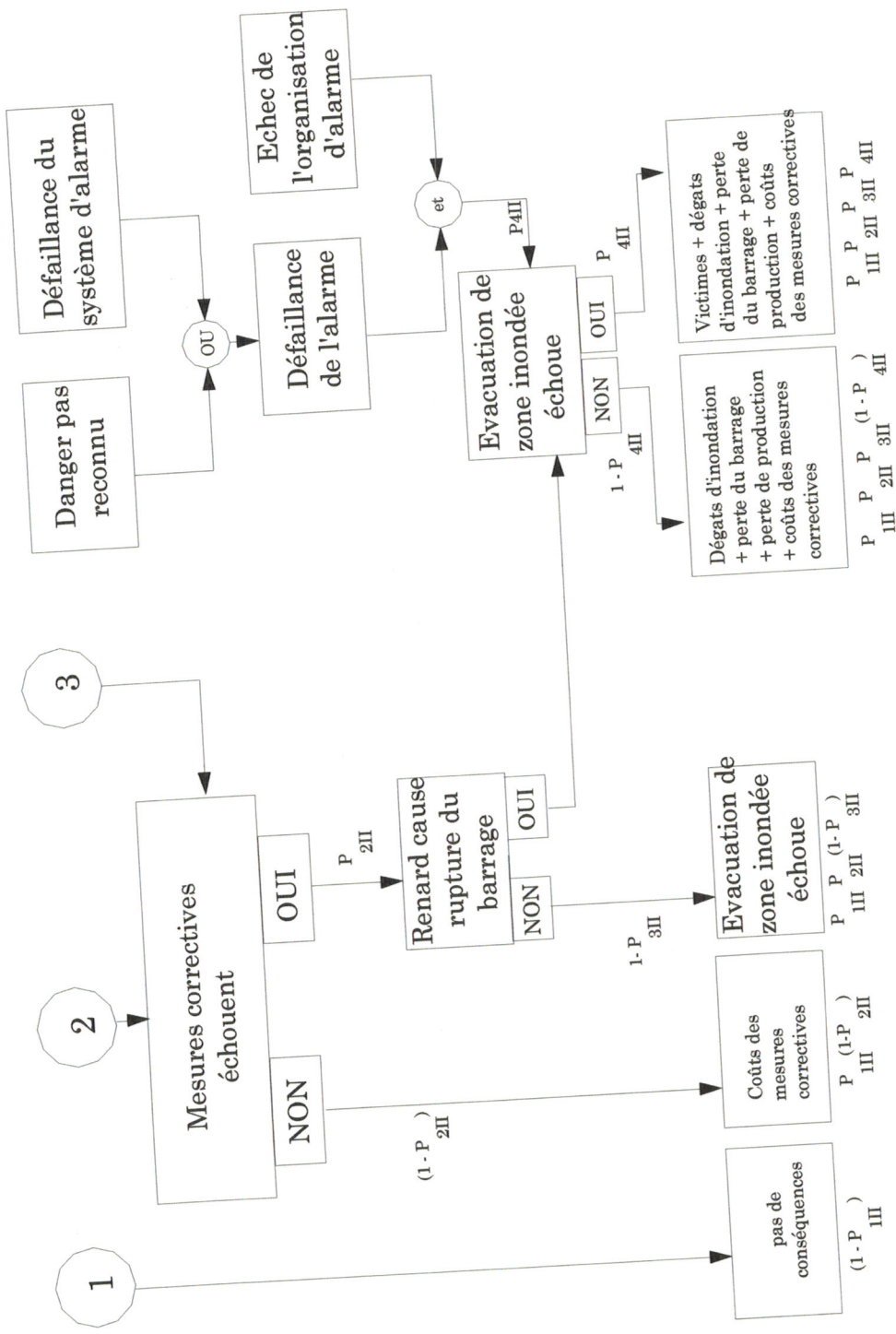


Figure 3.5 Arbre de conséquences pour l'érosion régressive

5.3 Instabilité :

5.3.1 Analyse des causes :

Les causes premières sont regroupées en deux familles qui sont essentielles :

- Conception du barrage.
- Propriétés mécaniques du matériau de remblai liées à la nature des matériaux et à leur mise en œuvre.

Les événements initiateurs peuvent être :

- Les sollicitations extérieures (séismes, chocs, etc....).
- Les changements extérieurs du régime hydraulique (vidanges rapides, etc....).
- Les évolutions intérieures du régime hydraulique (colmatage des drains, érosion interne, etc....).
- L'évolution des propriétés mécaniques du remblai.
- Déformation du barrage pouvant induire une évolution des contraintes au cours du temps.

i° : Pathologie liée à la conception :

- Mauvaise conception (construction du noyau argileux, drainage, vidanges rapides, etc.).
- Analyse de stabilité erronée due à des modèles de calcul inadaptés (non considération des différents cas d'études, pressions interstitielles et vidanges rapides non étudiés...).
- Oubli d'études, les plus fréquents sont les appuis des barrages et les tassements différentiels.
- Causes dues à l'exécution (défauts de qualité des matériaux, de géométrie et d'adaptation à des situations non prévues dans le projet, exemple de rocher fissuré ou changement de qualité des zones d'emprunts).

ii° : Pathologie liée aux matériaux :

- Mauvaises reconnaissances.
- Non contrôle des matériaux en place.
- Hétérogénéité des terrains de fondations et des zones d'emprunts.

En effet, les reconnaissances préalables complétées par l'étude géologique sont indispensables. Il faut aussi un contrôle des matériaux à leur mise en place (granulométrie, limites d'Atterberg), un contrôle de matériaux mis en place (poids volumique par exemple) et un bon suivi de l'exécution.

5.3.2 Analyse des conséquences :

Probabilités :

P1III : Probabilité d'apparition de l'état critique, (érosion).

P2III : Probabilité d'échec des mesures correctives.

P3III : Probabilité pour que l'état critique entraîne la rupture du barrage.

P4III : Probabilité d'échec dans l'évacuation de la zone inondée.

Scénarios de ruine :

Scénario 1 : - Il n'y a pas d'état critique

(1 - P1III)

- Gain de production

(G = - Cp)

Scénario 2 : - On a pu prédire l'état critique

P1III (1-P2III)

- Les pertes sont : les coûts des mesures correctives, CMIII.

Scénario 3 : - On a pu prédire l'état critique, mais il a entraîné des dégâts partiels

P1III. P2III (1-P3III).

- Les pertes sont :

- Coûts des mesures correctives, CMIII
- Coûts de perte de production, COPIII
- Coûts liés aux dégâts partiels, CDIII

Scénario 4 : - Rupture du barrage et évacuation de la zone inondée réussie
 $P_{1III}.P_{2III}.P_{3III} (1-P_{4III})$.

- Les pertes sont :
 - Coûts des mesures correctives, CM_{III}
 - Coûts du barrage, CB
 - Coûts d'inondation, CI
 - Coûts de perte de production, Cp

Scénario 5 : - Rupture du barrage et échec dans l'évacuation de la zone inondée
 $P_{1III}.P_{2III}.P_{3III} P_{4III}$.

- Les pertes sont :
 - Coûts des mesures correctives, CM_{III}
 - Coûts du barrage CB
 - Coûts d'inondation CI
 - Coûts de perte de production Cp
 - Coûts des victimes Cv

Risque indirect :

$$R_{\text{ins}} = E [-(1-P_{1III})C_P + P_{1III}(1-P_{2III})C_{MIII} + P_{1III}P_{2III}(1-P_{3III})(C_{MIII} + C_{DIII} + C_{OPIII}) + P_{1III}P_{2III}P_{3III}(1-P_{4III})(C_{MIII} + C_B + C_I + C_P) + P_{1III}P_{2III}P_{3III}P_{4III}(C_{MIII} + C_B + C_I + C_P + C_V)]$$

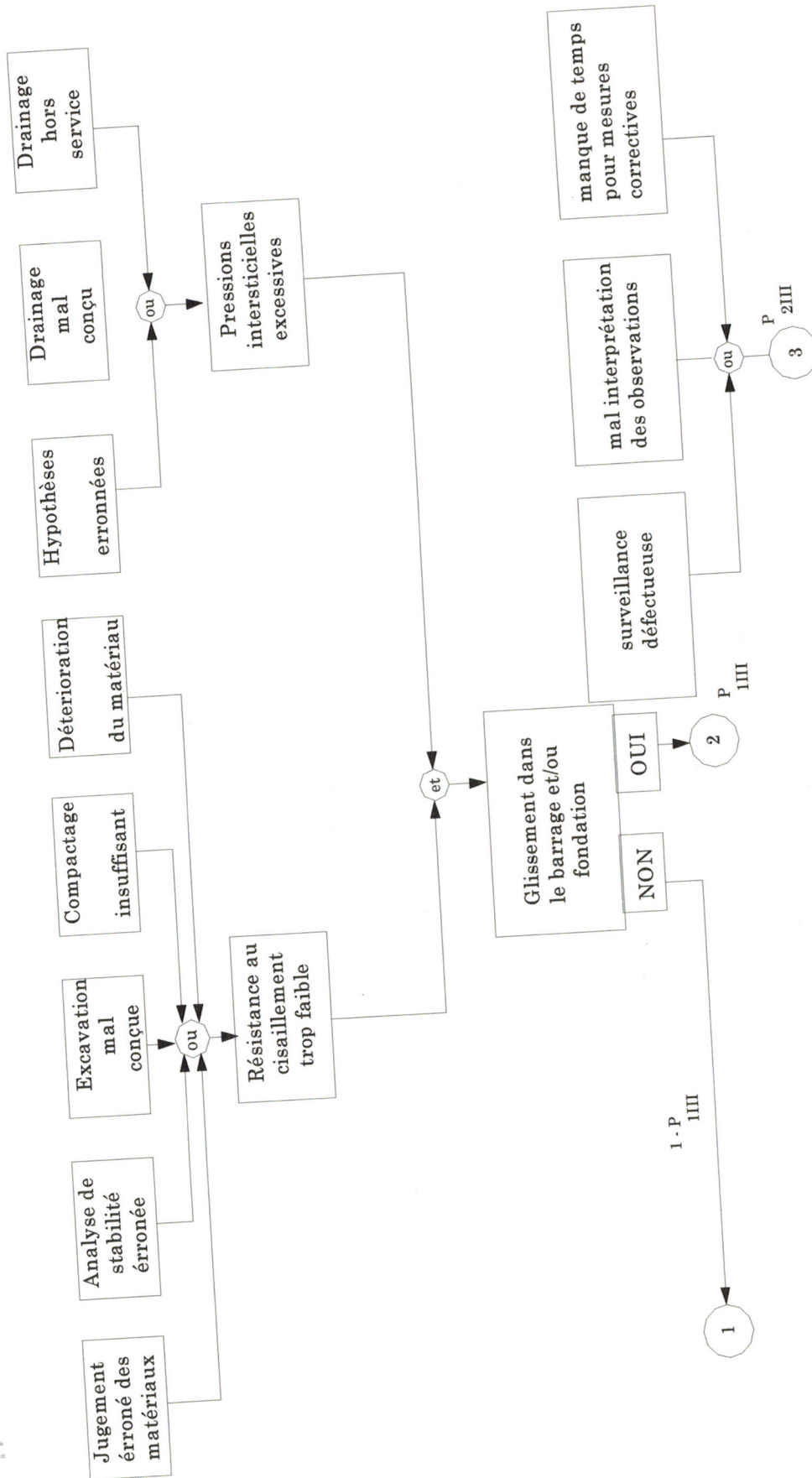


Figure 3.6 Arbre de causes pour l'instabilité

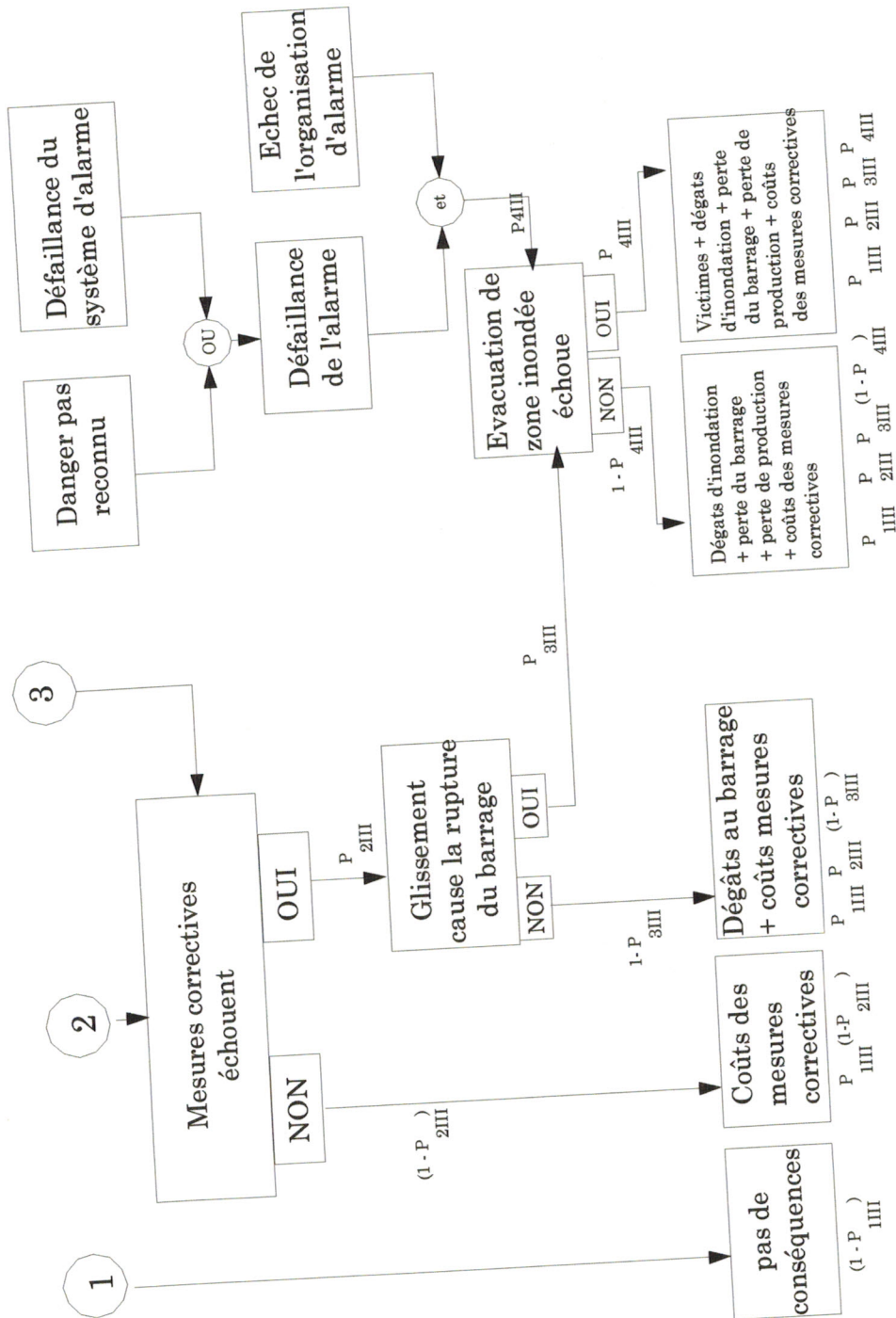


Figure 3.7 Arbre de conséquences pour l'instabilité

5.4 Vieillessement :

5.4.1 Analyse des causes :

Le vieillissement d'un barrage se traduit par sa dégradation au cours du temps. Le plus souvent, il met en jeu le rôle de l'eau, d'où la perte des caractéristiques mécaniques, et le fluage des organes de génie-civil. Nous pouvons regrouper les causes principales induisant l'instabilité du barrage, suite à l'apparition de l'état critique (vieillessement) comme suit :

- Corrosion due essentiellement à un manque d'inspection et d'entretien.
- Diminution des propriétés mécaniques (climat, fatigue).
- Obturation des conduites drainantes.
- Manque de moyens de protection des parements.
- Erosion chimique.

5.4.2 Analyse des conséquences :

Probabilités :

P1IV : Probabilité d'apparition de l'état critique.

P2IV : Probabilité d'échec des mesures correctives.

P3IV : Probabilité pour que l'état critique entraîne la rupture du barrage.

P4IV : Probabilité d'échec dans l'évacuation de la zone inondée.

Scénarios de ruine :

- Scénario 1 : - Il n'y a pas d'état critique (1 - P1IV)
- Gain de production (G = - Cp)
- Scénario 2 : - On a pu prédire l'état critique P1IV (1-P2IV)
- Les pertes sont : les coûts des mesures correctives, CMIV.
- Scénario 3 : - On a pu prédire l'état critique, mais il a entraîné des dégâts partiels P1IV. P2IV (1-P3IV).
- Les pertes sont :
- Coûts des mesures correctives, CMIV
- Coûts de perte de production, COPIV
- Coûts liés aux dégâts partiels, CDIV
- Scénario 4 : - Rupture du barrage et évacuation de la zone inondée réussite P1IV.P2IV.P3IV (1-P4IV).
- Les pertes sont :
- Coûts des mesures correctives, CMIV
- Coûts du barrage, CB
- Coûts d'inondation, CI
- Coûts de perte de production, Cp
- Scénario 5 : - Rupture du barrage et échec dans l'évacuation de la zone inondée P1IV.P2IV.P3IV P4IV.
- Les pertes sont :
- Coûts du barrage, CB
- Coûts d'inondation, CI
- Coûts de perte de production, Cp
- Coûts des mesures correctives, CMIV
- Coûts des victimes, Cv

La somme des probabilités d'occurrence des différents scénarios de ruine est bien égale à 1.

Risque indirect :

$$R_{viei} = E [-(1-P_{1IV})C_P + P_{1IV}(1-P_{2IV})C_{MIV} + P_{1IV}P_{2IV}(1-P_{3IV})(C_{MIV} + C_{DIV} + C_{OPIV}) + P_{1IV}P_{2IV}P_{3IV}(1-P_{4IV})(C_{MIV} + C_B + C_I + C_P) + P_{4IV}(C_{MIV} + C_B + C_I + C_P + C_V)]$$

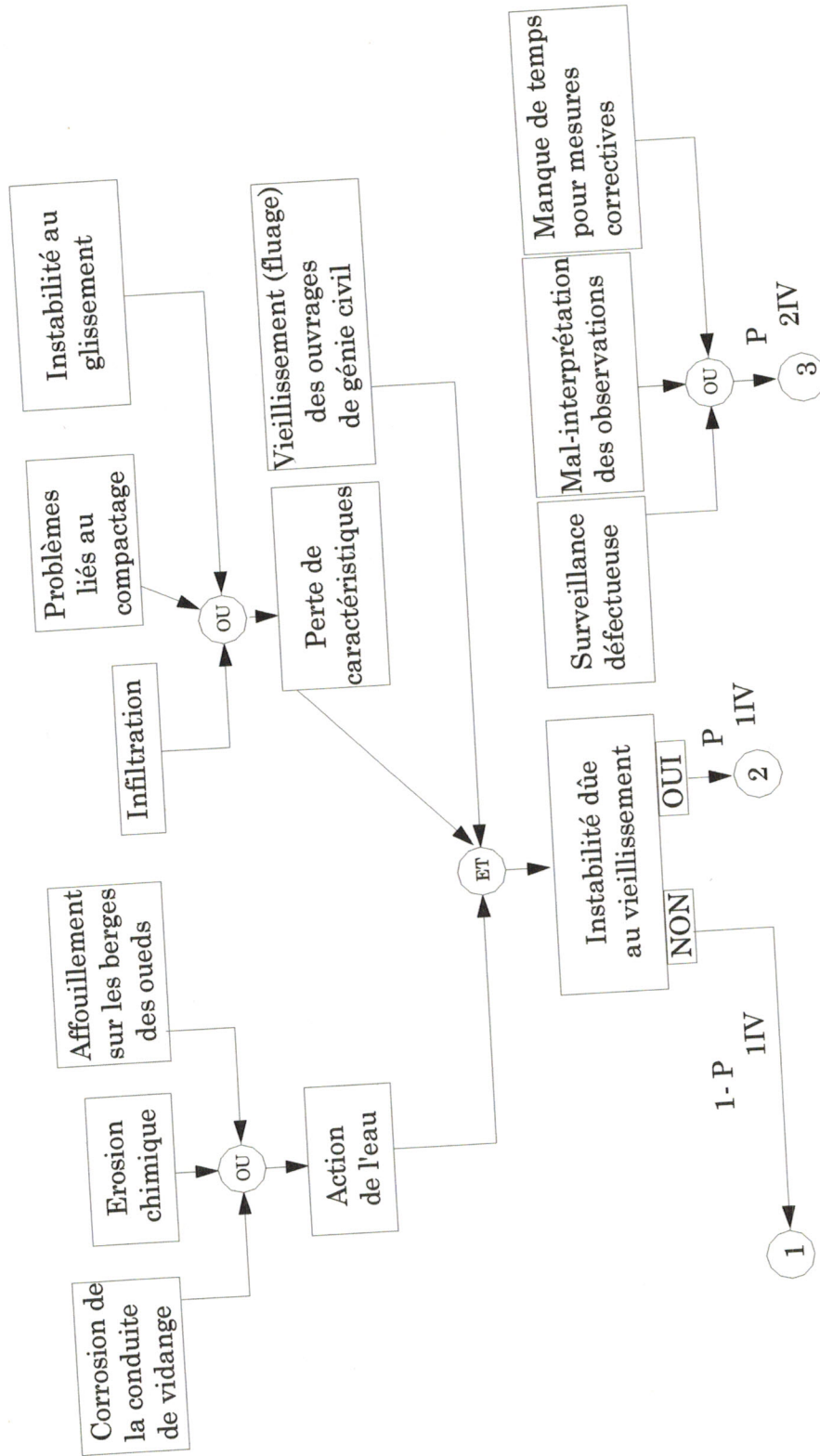


Figure 3.8 Arbre de causes pour le vieillissement

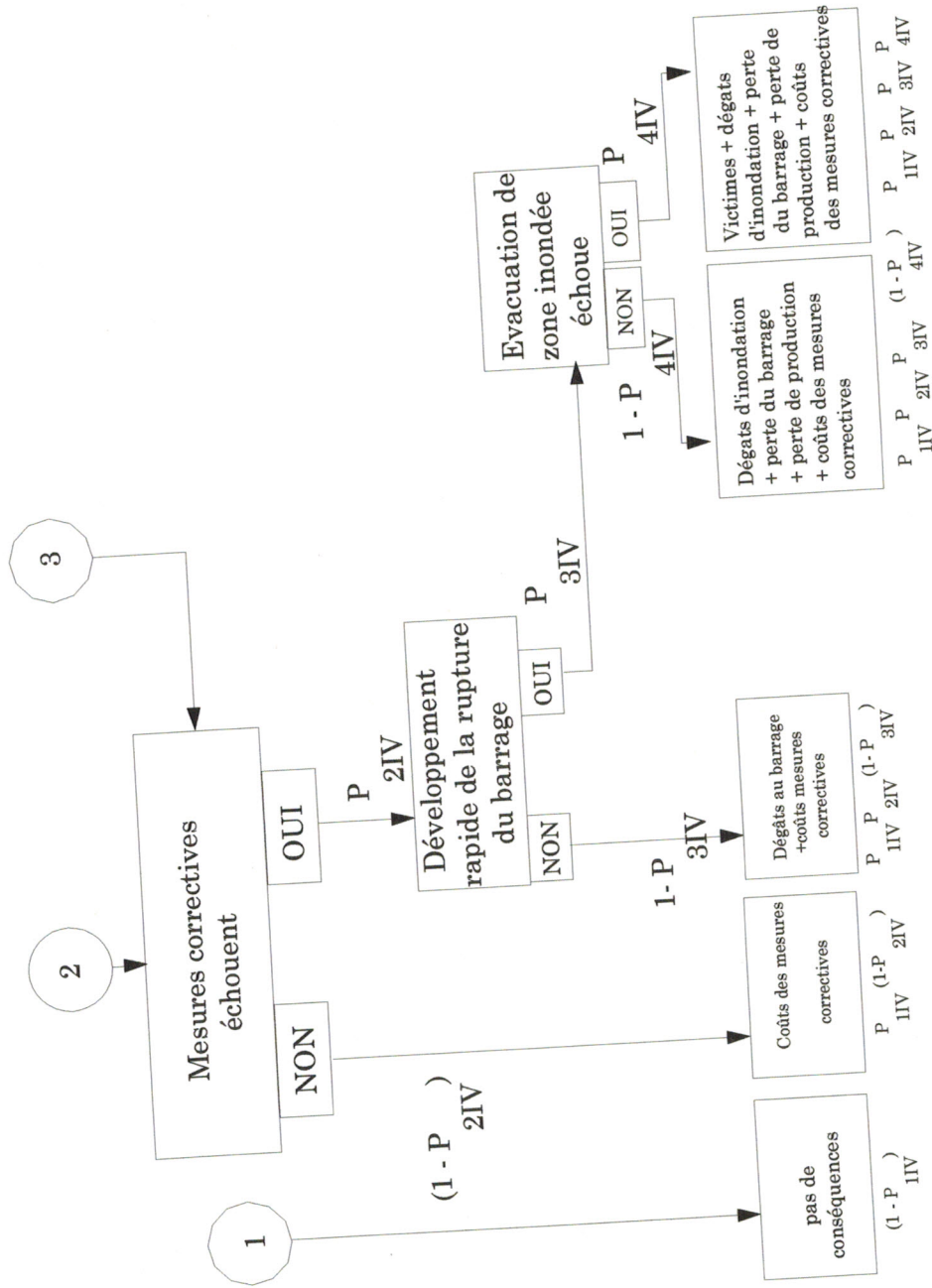


Figure 3.9 Arbre de conséquences pour le vieillissement

5.5 Envasement :

L'érosion externe consiste en un phénomène de dégradation, l'action de l'eau ou du vent sur les bassins versants provoque un déplacement des matériaux ou transport de solide. Parmi les problèmes posés par ce transport, nous citons un problème très important qui est l'envasement des retenues d'eau, engendrant ainsi la diminution de la capacité utile. L'érosion par l'eau avec l'érosion par le vent et les glaciers sont les principaux phénomènes.

5.5.1 Analyse des causes :

L'objectif voulu est de mettre en évidence les différents facteurs favorisant le phénomène d'érosion.

i°: Les facteurs de l'érosion pluviale :

La battance des gouttes de pluie sur le sol, ensuite le ruissellement d'une partie de la pluie sur le sol.

ii°: Les facteurs de résistance du sol à l'érosion :

Ils font intervenir trois groupes de paramètres.

- Les paramètres structuraux du sol : agrégation en mottes, fissures, porosité, compacité, teneur en eau, perméabilité.
- Les paramètres texturaux du sol : la granulométrie, la plasticité.
- Les paramètres physico-chimiques du sol : l'argilosivité (ensemble des caractéristiques quantitatives et qualitatives de l'argile dans le sol).

iii°: Les facteurs de l'action érosive :

Ils font intervenir deux (2) grands groupes de paramètres :

- Paramètres topographiques tel que la longueur ou la pente du site.
- Les facteurs de protection contre l'érosion tel que le pourcentage de la couverture de la végétation, et le paramètre qui représente la façon dont le terrain a été travaillé avec l'orientation des labours par rapport à la pente, les produits de traitements superficiels des sols et les différents produits de production contre l'érosion.

Ainsi, les événements initiateurs sont principalement :

- Les sollicitations importantes
- Résistance faible à l'érosion et au cisaillement.

Il faut donc une lutte anti-érosive, comme le reboisement, les barrières vertes et la correction torrentielle.

5.5.2 Analyse des conséquences :

Probabilités :

P1V : Probabilité d'apparition de l'érosion externe du sol.

P2V : Probabilité de succès des mesures palliatives.

P3V : Probabilité d'envasement total du barrage en cas de réussite des mesures palliatives.

P4V : Probabilité d'envasement total du barrage en cas d'échec des mesures palliatives.

P5V : Probabilité d'envasement partiel du barrage en cas de réussite des mesures palliatives.

Scénarios de ruine :

Scénario 1 : - Il n'y a pas d'état critique (1 - P1V)
- Gain de production (G = - Cp)

Scénario 2 : - Envasement total en cas d'échec des mesures palliatives
P1V (1-P2V) P4V

- Les pertes sont : - Coûts des mesures correctives, CP.
- Coûts liés à la dégradation du sol CDV

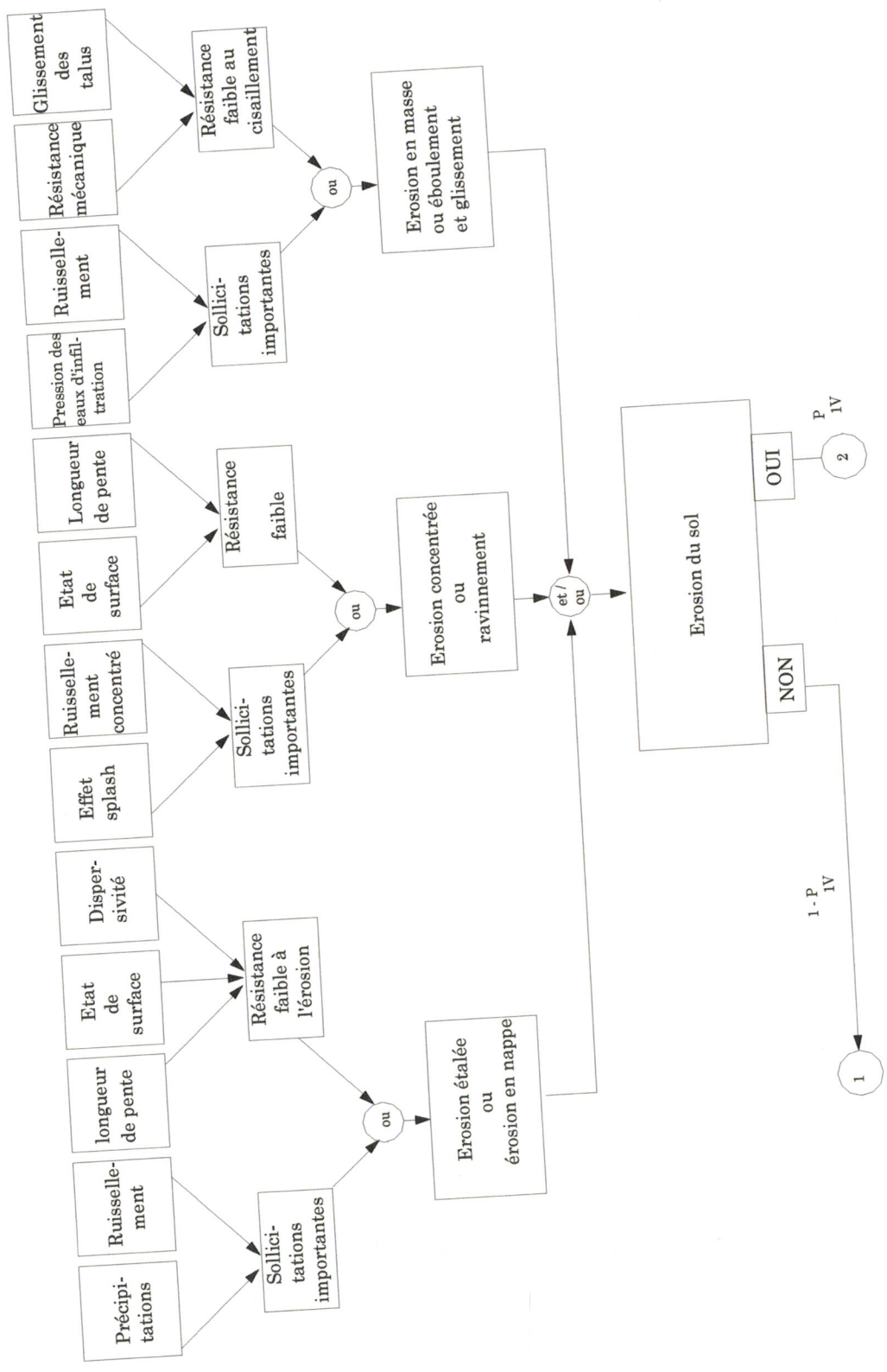


Figure 3.10 Arbre de causes pour l'envasement

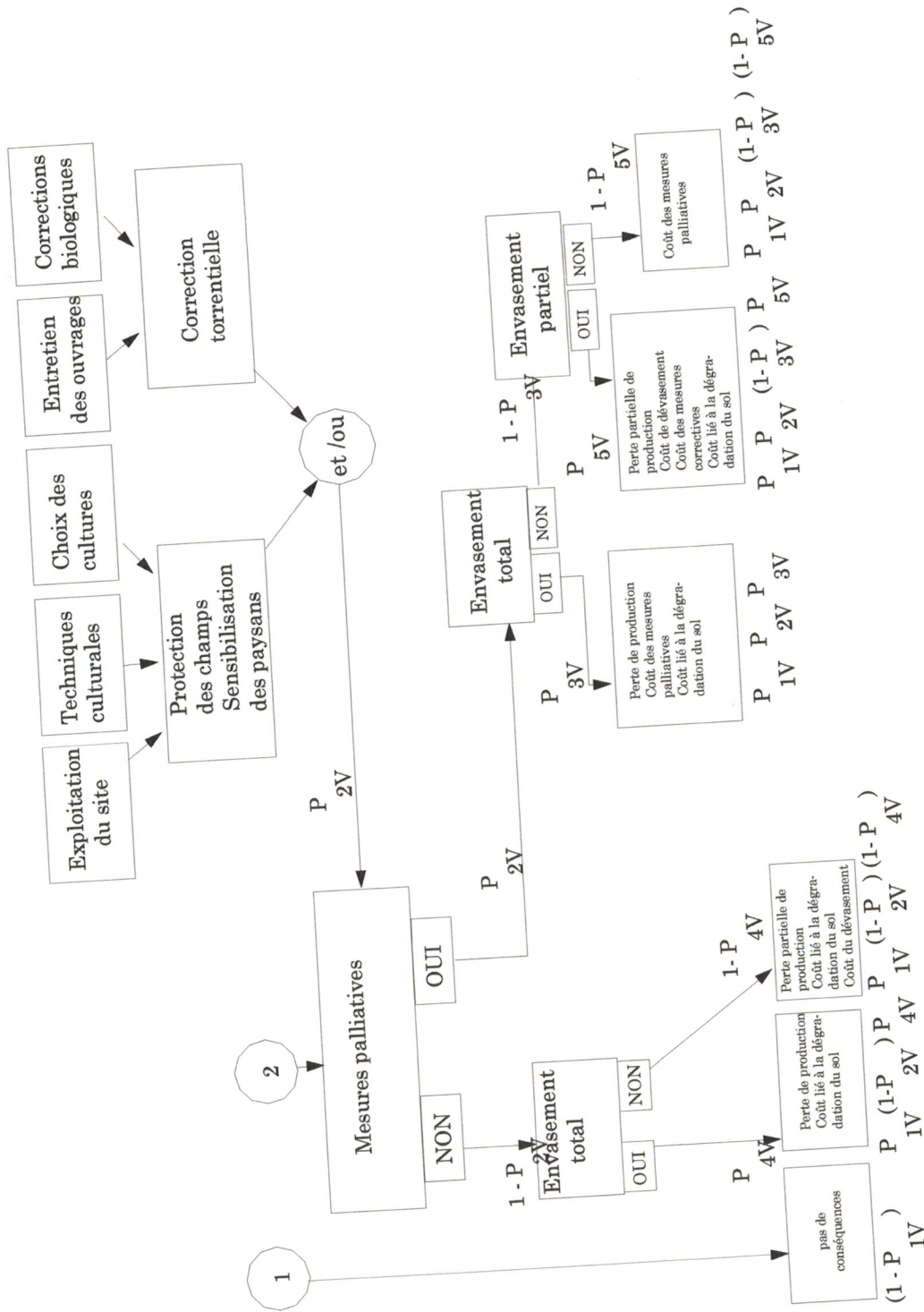


Figure 3.11 Arbre de conséquences pour l'envasement

5.6 Sécurité :

Durant la vie d'un barrage, ce dernier est susceptible à tout instant d'être menacé par l'apparition d'un état critique et les conséquences possibles induites.

L'établissement des différents arbres des causes-conséquences, permet d'établir l'expression du risque indirect pour chaque état critique.

En partant de l'hypothèse d'indépendance des états critiques possibles pouvant affecter le barrage, le risque indirect doit être exprimé en fonction des paramètres de décision concernant l'état critique considéré.

Une fois, que l'expression des différents risques indirects est établie, il suffirait de déterminer le risque total pour enfin l'optimiser et avoir le paramètre de décision optimum.

Un grand barrage en terre, peut être modélisé par ses différents états critiques qui sont : (figure 2.16).

- La submersion.
- La durabilité.
- L'instabilité des talus et/ou fondation.
- Le vieillissement.
- L'envasement.

Ces états critiques peuvent être placés en série dans le cas d'un barrage. En effet l'apparition de l'un deux, remettra en cause son bon fonctionnement.

Maintenant, nous allons présenter quelques exemples concernant les formes des paramètres de décision correspondant à chaque état critique.

i^o: Optimisation :

Remarque :

Etant donné que le risque direct d'un ouvrage (barrage) est fonction des paramètres de décision qui le définissent, il peut être écrit sous la forme suivante :

Si Q_{cr} est le débit de crue pris comme paramètre de décision, ainsi de même pour :

- Les caractéristiques mécaniques du matériau C, ϕ, γ
- Le gradient critique d'écoulement i_c .
- L'inclinaison des talus α .
- La perméabilité de la digue k .
- Le débit de fuite à travers la digue Q_f

Le risque direct est :

$$R_0 = f_0 (Q_{CR}, C, \phi, \gamma, \alpha, i_c, k, Q_f, \dots)$$

5.6.1 Submersion :

- Paramètres quantifiables :
 - La détermination de la crue du projet (Q_{cr}) est d'une grande importance, en effet tout éventuel dépassement de cette crue, induit automatiquement l'apparition de l'état critique (submersion) ainsi que les conséquences possibles induites.
 - Paramètres non quantifiables :
- D'autres facteurs rentrent en jeu dans l'apparition de l'état critique tels que :
- ✓ Mauvaise conception de l'évacuateur de crue.
 - ✓ L'évacuateur de crue qui devient défectueux dans le temps.
 - ✓ Rupture d'un barrage à l'amont.
 - ✓ Instabilité des versants.
 - ✓ Défaillance des vannes, ainsi que leur mauvaise exploitation.

Seulement, l'influence de ces paramètres non quantifiables sur la sécurité globale du barrage peut être bien maîtrisée, et même ne pas provoquer le déclenchement de l'action indésirable, à condition de veiller sur une bonne conception et la meilleure position pour l'implantation de l'ouvrage (barrage).

En supposant que le risque indirect pour l'état critique de la submersion, est fonction seulement de la crue de projet, il s'écrit alors :

$$R_T = \sum_{i=1}^n P_i \cdot C_i = f_T(Q_{cr})$$

Le risque total est donné par :

$$R_T = R_0 + R_I = f_0(Q_{cr}, C, \phi, \gamma, \alpha, \dots) + f_I(Q_{cr})$$

L'optimisation consiste à chercher la stratégie minimisant le risque :

$$\frac{\partial R_T}{\partial Q_{cr}} = \frac{\partial f_0(Q_{cr}, C, \phi, \gamma, \alpha, \dots)}{\partial Q_{cr}} + \frac{\partial f_I(Q_{cr})}{\partial Q_{cr}} = 0$$

réalisation et de contrôle, dans le but de diminuer leur influences sur la sécurité du barrage.

Le risque indirect s'écrit alors :

$$R_{III} = \sum_{i=1}^n P_i \cdot C_i = f_{III}(C, \phi, \alpha, \mu)$$

Le risque total est :

$$R_T = R_0 + R_{III} = f_0(Q_{cr}, C, \phi, \gamma, \alpha, \dots) + f_{III}(C, \phi, \gamma, \mu)$$

L'optimisation consiste à chercher les stratégies minimisant le risque total :

$$C^* = \frac{\partial R_T}{\partial C} = \frac{\partial f_0(Q_{cr}, C, \phi, \gamma, \alpha, \dots)}{\partial C} + \frac{\partial f_{III}(C, \phi, \alpha, \mu)}{\partial C} = 0$$

$$\phi^* = \frac{\partial R_T}{\partial \phi} = 0$$

$$\alpha^* = \frac{\partial R_T}{\partial \alpha} = 0$$

$$\mu^* = \frac{\partial R_T}{\partial \mu} = 0$$

5.6.4 Vieillessement :

Pendant la vie d'un barrage, il se produit plusieurs phénomènes. En plus des tassements et des déformations, l'évolution et le changement des caractéristiques de la digue au cours du temps, restent jusqu'à l'heure actuelle des processus mal connus. La vérification et la surveillance régulière du barrage, durant la période d'exploitation restent les seuls moyens à la portée des projeteurs, leur permettant de confronter ce genre de danger, et une bonne prise des mesures correctives.

5.6.5 Envasement :

5.6.5.1 Paramètres quantifiables :

Le remplissage d'un barrage est toujours accompagné d'apport des sédiments (vases), cause qui invite les projeteurs de barrages à faire face à ce phénomène. Si Q_v représente la quantité de sédiments apportée au barrage. Elle peut être considérée comme un paramètre de décision, pour une optimisation de l'ouvrage vis-à-vis de l'état critique d'envasement.

5.6.5.2 Paramètres non quantifiables :

Les facteurs topographiques et géologiques du site, jouent un rôle très important dans le choix du lieu d'implantation de l'ouvrage. En effet, un bon site est celui qui entraînera un minimum d'apport en sédiments.

Le risque indirect s'écrit alors :

$$R_V = \sum_{i=1}^n P_i \cdot C_i = f_V(Q_v)$$

Le risque total est :

$$R_T = R_0 + R_V = f_0(Q_r, C, \phi, \gamma, \alpha, \dots) + f_V(Q_v)$$

L'optimisation consiste à chercher la stratégie minimisant le risque total :

$$Q_v = \frac{\partial R_T}{\partial Q_v} = \frac{\partial f_0(Q_{cr}, C, \phi, \gamma, \alpha, \dots)}{\partial Q_v} + \frac{\partial f_v(Q_v)}{\partial Q_v} = 0$$

i°: Risque du barrage :

Un grand barrage en terre peut être défini par ses différents états critiques, qui peuvent l'affecter durant sa durée de vie. L'apparition d'un état critique, induit automatiquement la ruine de l'ouvrage. Ceci permet de dire qu'un barrage est une succession de ses états critiques, qui sont placés en série, comme le montre bien la figure 3.13.

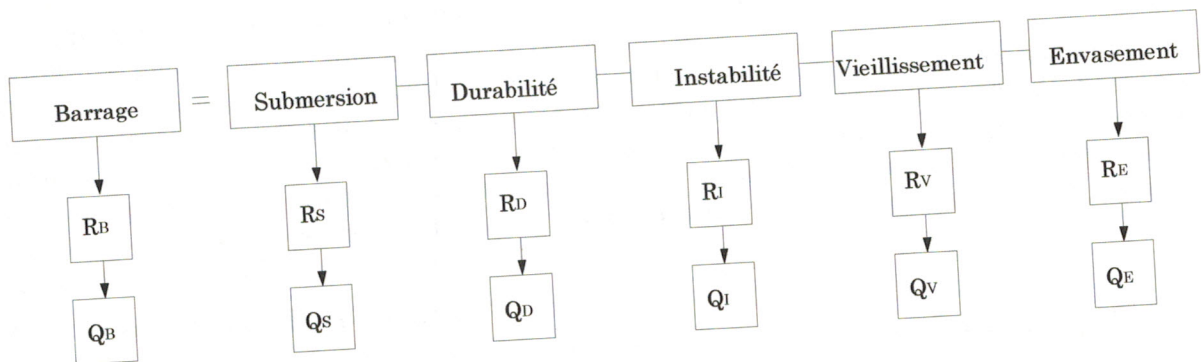


Figure 3.13 Succession des états critiques d'un barrage, placés en série

Ainsi, la sécurité globale d'un barrage n'est assurée que si aucun état critique ne fait son apparition.

Chaque état critique affectant le barrage est caractérisé par :

- Un risque « calculé » total résultant de la rupture de l'ouvrage (R) .
- Une résistance présentée par le barrage, pour vaincre l'état critique (Q).

Soit à analyser le système suivant représenté par la figure 3.13

Etant donné, que les états critiques sont placés en série, on déduit que :

- Le risque du barrage est défini comme étant le maximum des risques de tous les états critiques pouvant l'affecter :

$$R_B = \text{Max} (R_S, R_D, R_I, R_V, R_E)$$

- La résistance du barrage est définie comme étant le minimum de toutes les résistances mobilisables :

$$Q_B = \text{min} (Q_S, Q_D, Q_I, Q_V, Q_E)$$

ii°: Amortissement du barrage :

Une fois, le risque « calculé » total associé au barrage est déterminé, son amortissement est défini comme suit :

$$R_B = R_0 + R_I = \text{Max} (R_i)$$

$$P2II = P3II = P4II = 1$$

Scénario 1 : - Il n'y a pas d'état critique (1-P1II)
 - Gain de production $G = -Cp$

Scénario 2 : - Rupture du barrage P1II
 - Les pertes sont les coûts du barrage C_b , coûts d'inondation CI et les coûts de production Cp .

$$RII = - (1-P1II) CP + P1II (Cb + CI + Cp)$$

iii°: *Instabilité des talus* :

$$P2III = P3III = P4III = 1$$

Scénario 1 : - Il n'y a pas d'état critique (1-P1III)
 - Gain de production $G = -Cp$

Scénario 2 : - Rupture du barrage P1III
 - Les pertes sont les coûts du barrage C_b , coûts d'inondation CI et les coûts de production Cp .

$$RIII = - (1-P1III) CP + P1III (Cb + CI + Cp)$$

iv°: *Vieillessement* :

$$P2IV = P3IV = P4IV = 1$$

Scénario 1 : - Il n'y a pas d'état critique P1IV
 - Gain de production $G = -Cp$

Scénario 2 : - Rupture du barrage P1IV
 - Les pertes sont les coûts du barrage C_b , coûts d'inondation CI et les coûts de production Cp .

$$RIV = - (1-P1IV) CP + P1IV (Cb + CI + Cp)$$

v°: *Envasement* :

$$P2V = P3V = P4V = P5V = 1$$

Scénario 1 : - Il n'y a pas d'état critique (1-P1V)
 - Gain de production $G = -Cp$

Scénario 2 : - Envasement total du barrage P1V
 - Les pertes sont les coûts liés à la dégradation du sol C_{dv} et à la perte de production Cp

$$RV = - (1-P1V) CP + P1V (C_{dv} + Cp)$$

- Le risque du barrage : est

$$R_b = R_o + \text{Max} (RI, RII, RIII, RIV, RV)$$

R_o : étant le risque total

5.8 Conclusion :

Les concepteurs de barrages ont depuis toujours le souci de prendre des décisions optimales pour construire des barrages stables et économiques. Ils le font traditionnellement comme tous les ingénieurs de génie civil, en essayant de rendre improbables les mécanismes de ruine possibles, compte tenu de la nature des terrains, du type du barrage, de leur expérience personnelle, du coût des techniques de construction envisageables, du coût des reconnaissances et des contrôles...etc. L'approche probabiliste de la sécurité d'un barrage, permet de dire que la sécurité n'existe pas quelque soit le type de l'ouvrage, seulement elle est beaucoup plus objective et réaliste comparée aux méthodes déterministes actuelles.

L'approche semi-probabiliste de la performance vérifie que la résistance calculée à partir des valeurs minorées des paramètres de base est supérieure à la sollicitation calculée à partir des valeurs majorées des actions.

L'analyse de la performance consiste essentiellement en :

- la détermination des paramètres statistiques des variables de base,
- la modélisation théorique de la loi de distribution observée de ces variables de base,
- la recherche de la corrélation entre variables,
- la définition d'une équation de performance et par conséquent, la définition d'un domaine de ruine.

La résolution probabiliste nécessite la connaissance totale des lois marginales et conjointes des variables de base, ainsi qu'un outil permettant de calculer la probabilité de ruine (méthodes numériques ou simulations type Monte Carlo).

La simulation Monté Carlo a démontré que les relations entre les événements participant à la rupture d'un barrage, les différents dommages occasionnés et les pertes en vie humaine peuvent être schématisés au niveau d'un arbre appelé « arbre des événements » avec l'estimation des probabilités d'occurrence de chaque événement. La diversité des événements, des mesures à prendre avec leur dépendance en ce qui concerne l'état critique nécessite des simulations.

Il existe de nombreuses méthodes pour la détermination des probabilités de rupture, ruine ou d'occurrence d'un événement donné pour les barrages, la complexité du problème posé, l'intérêt majeur accordé à la sécurité des grands ouvrages ont poussé les chercheurs et scientifiques à développer d'une manière considérable ces méthodes probabilistes.

Les principales méthodes utilisées pour le calcul de la probabilité de rupture appliquée pour l'analyse de la sécurité des grands barrages de la période de 1980 à ce jour sont les suivantes :

3.1 Méthode de Yen, Cheng et Tang (1980)

Yen, Cheng et Tang appliquent le concept de sécurité pour la conception des aqueducs hydrauliques. La méthode du 1^{er} ordre- second moment est utilisée pour la détermination de la probabilité de rupture.

$$P_f = \Phi \left[\frac{L_n(\mu_L / \mu_R)}{(\Omega_L^2 + \Omega_R^2)^{1/2}} \right]$$

Où :

μ et Ω sont respectivement la moyenne et le coefficient de variation pour une variable donnée.

Φ est la fonction de distribution cumulative standard normale.

L représente la charge.

R représente la résistance.

3.2 Méthode de Silveira (1984)

Silveira discute au niveau de sa méthode la détérioration et la rupture en relation avec leurs causes et l'âge du barrage. L'équation de base utilisée est :

$$(P_F)_g = \frac{(N_F)_g}{(N_E)_g} \text{ où :}$$

(PF)_g : probabilité de rupture pour un groupe de barrages donné.

(NF)_g : nombre de barrages rompus au niveau du groupe.

(NE)_g : nombre de barrages existants au niveau du groupe.

3.3 Méthode de Yen, Cheng et Tang (1986A)

Cette méthode a été appliquée pour l'évaluation du risque lié à la submersion et du au vent, l'équation de performance est définie par :

$$z = (H_c - H_0) - \left[\frac{V_W^2 \cdot F}{1400 D} + 0,034 \cdot a \cdot V_W^{1,06} \cdot F_e^{0,47} \exp(-0,028 \cdot b \cdot V_W^{0,18} / F_e^{0,09}) \right]$$

Où :

H_c : élévation de la crête du barrage.

H_0 : niveau d'eau maximal du réservoir.

V_W : vitesse du vent en miles/h.

F : Fetch du réservoir en miles.

D : profondeur du réservoir.

F_e : Fetch effectif.

a, b : coefficients des talus du remblai du barrage.

La méthode du 1^{er} ordre second moment est utilisée pour calculer la probabilité de submersion b_f ainsi :

$$b_f = 1 - \Phi(\beta)$$

Φ est la fonction de distribution cumulative standard normal.

β : index de sécurité.

$$\beta = E(z) / \sigma_z$$

E et σ sont respectivement la moyenne et l'écart type de z dans l'équation de performance.

Finalement l'expression du risque relatif à la submersion et du au vent est :

$$P_W(T) = 1 - \exp(-\chi_w T b_f)$$

χ_w : fréquence du vent.

$P_W(T)$: probabilité de submersion au vent.

T : période de retour considérée.

3.4 Méthode de Dekay et Mc Clelland (1993)

Cette méthode consiste à dériver une expression relative à la perte de vies humaines (loss of life) par abréviation LOL due aux ondes de submersion à l'aval et en fonction du temps d'alerte (warning time) WT, la taille de la population exposée au risque (population at risk) PAR ainsi que la force due à l'écoulement des eaux de l'onde (FORCE).

$$LOL = \frac{PAR}{1 + 13,277(PAR^{0,44}) \exp(0,759(WT)) \cdot 3,79(FORCE) + 2,223(WT)(FORCE)}$$

3.5 Méthode de Laffitte (1993)

Laffitte développe une relation pour la détermination du risque R dont l'expression est :

$$R = P \cdot D^\alpha$$

P : probabilité d'occurrence d'un évènement indésirable.

D : dommages causés par le risque.

α : facteur de conséquence de risque.

Peut être considérée égale à 1 si les conséquences de l'événement indésirable ne sont pas sérieuses, dans les autres cas α doit être considéré supérieur.

4. METHODE DETERMINISTE (NIVEAU 0) :

Cette approche est conduite à partir d'un coefficient de sécurité qui n'est autre que le rapport entre les charges appliquées à la structure (solllicitations) à sa résistance maximale.

$$F = R/S$$

F = Coefficient de sécurité

R = Résistance

S = Sollicitation

4.1 En mécanique des sols :

Ce coefficient de sécurité qui couvre un certain niveau de risque dépend essentiellement de :

- La variabilité des efforts appliqués.
- La variabilité des propriétés de résistance du sol.
- L'incertitude sur leur mesure.

Cette manière d'exprimer la sécurité d'un ouvrage (coefficient de sécurité) a une justification peu précise. Chaque utilisateur y transmet ses craintes, ses ignorances suivant la destination du projet, du type de reconnaissances effectuées, l'état critique considéré et les conséquences et ceci d'une manière subjective basée sur le jugement et l'expérience requise dans le domaine.

Ce coefficient de sécurité a été souvent traité de coefficient d'ignorance.

En fait, sa valeur diminue en fonction de notre degré de connaissance vis à vis de l'état critique étudié.

4.2 En béton armé :

Le concept déterministe fait intervenir deux méthodes :

- Le calcul aux contraintes admissibles.
- Le calcul à la rupture.

Méthodes des contraintes admissibles : Cette méthode consiste à limiter les contraintes s'exerçant en chaque point de la structure à une valeur inférieure à la limite d'élasticité du matériau constitutif. L'équation de sécurité est :

$$\sigma \leq \bar{\sigma} = \frac{f}{\gamma_m}$$

σ : la contrainte due aux actions agissantes.

$\bar{\sigma}$: La contrainte d'élasticité admissible.

γ_m : Résistance du matériau

f : Coefficient de sécurité sur les matériaux

La valeur de γ_m varie en fonction de l'économie du pays

Le calcul en contraintes admissibles appelé le calcul élastique suppose que le comportement des matériaux est au moins dans un certain domaine de contraintes linéairement élastique.

5. METHODE SEMI-PROBABILISTE (NIVEAU I) :

Cette approche vérifie si la résistance calculée à partir des valeurs minorées des paramètres de bases est supérieure à la sollicitation calculée à partir des valeurs majorées des actions.

5.1 En mécanique des sols :

Deux types de coefficient de sécurité sont utilisés, l'un pour les actions, l'autre pour les résistances.

Ces coefficients rendent compte des différentes sources d'incertitudes.

Equation de Pousset et Perchat : Une formulation de l'équation de sécurité du niveau I suite à la conférence de Pousset et Perchat se pose comme suit :

$$\gamma_{f3} S \left[\sum_i \gamma_{f1i} \cdot f_{2i} \cdot F_{ki} \right] \leq \frac{1}{\gamma_{m3}} R \left[\frac{f_k}{\gamma_{m1} \cdot \gamma_{m2}} \right]$$

Cette recommandation tient compte des coefficients :

γ_{m1} : Erreurs d'enquête ou d'échantillonnage.

γ_{m2} : Représentativité par rapport au sol naturel ou en place.

γ_{m3} : Modèle de calcul ou erreurs de dimensionnement.

γ_{f3} : Quand les terres jouent le rôle d'une action.

On constate que les coefficients partiels portent directement sur les paramètres du sol (γ_{m1} , γ_{m2}) et sur les charges γ_{f1} .

Pour le modèle d'érosion interne, Khilar et Fogler ont affecté des coefficients de sécurité à la pression, la porosité et la perméabilité.

La formulation de la ruine du modèle est définie par :

$$\frac{\Delta P}{\Delta L} > \frac{\tau_c}{2.828} \left(\frac{n_0}{k_0} \right)^{\frac{1}{2}}$$

5.2 En béton armé :

Cette méthode consiste à :

- Définir les conditions indésirables ou états limites. On distingue les E.L.U et E.L.S.
- Couvrir la divergence statistique (dispersion) des propriétés des matériaux et des actions.
- Couvrir les autres facteurs d'incertitudes par des coefficients de sécurité minorateurs (γ_m) pour la résistance et majorateurs (γ_f) pour les actions.

6. METHODES PROBABILISTES (OU FIABILITE) :

La fiabilité a deux sens :

- Capacité de la structure à remplir sa finalité de projet pendant une période de temps spécifiée.
- Probabilité pour que la structure n'atteigne pas un état limite.

Si R est la sollicitation résistante d'un élément, S est la sollicitation agissante. R et S étant deux variables aléatoires. On définit la marge de sécurité :

$$M_s = R - S$$

Si R et S sont deux variables indépendantes, $f_R(R)$ et $f_S(S)$ étant les densités de probabilités respectivement des variables aléatoires R et S.

La probabilité de rupture est définie par :

$$P(\text{rupture}) = P(M_s < 0).$$

$$P((R-S) < 0) = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} f_R(r) \cdot f_S(s) \cdot dr \cdot ds$$

D'une manière générale, on remarque que :

7 SYNTHÈSE :

La tentative d'adapter à la mécanique des sols les méthodes de fiabilité structurelle utilisées en mécanique des structures s'est trouvée confrontée aux problèmes de la variabilité spatiale des propriétés des matériaux, lorsque l'on veut analyser le comportement d'un massif du sol. Dans ces méthodes d'analyse de sécurité, la ruine de l'ouvrage est définie par la ruine en un de ses points. Or, en géotechnique, les volumes concernés par la ruine sont généralement grands. Ce qui traduit bien leur mauvaise adaptation au sol. Il faut donc établir des modèles de calcul des états critiques performants tenant compte de la variabilité spatiale des paramètres géotechniques tout en réduisant les incertitudes sur les informations et en tenant compte de la valeur de l'information.

La tentative de penser à une méthodologie beaucoup plus adéquate et rigoureuse, permet même si on n'atteint pas une fiabilité absolue, mais tout au moins améliorer la conception actuelle, et surtout d'être convaincu qu'il est strictement faux de parler de la sécurité en construisant un ouvrage, où l'attention se manifeste uniquement pendant cette période de construction.

C'est pourquoi, l'analyse de la sécurité d'un barrage en terme de coefficient de sécurité, est nettement insuffisante pour prédire quoi que ce soit du point de vue de la sécurité. Il est plus logique de l'appeler « coefficient de performance », puisqu'il traduit uniquement la performance du barrage, et ne tient pas compte de toutes les étapes de sa vie.

L'analyse de la sécurité d'un barrage par la méthodologie présentée, montre bien la relation entre la performance, les mesures palliatives et les considérations économiques. Elle permet une optimisation de l'ouvrage dans un cadre décisionnel.

Seulement certains facteurs ont rendu une telle approche encore plus difficile, dont les principaux sont :

- La complexité de l'ouvrage.
- Les probabilités de certains événements sont difficiles, voir impossible à évaluer.
- La modélisation des coûts en fonction de l'information.
- L'étude probabiliste des différents aspects (états critiques) du comportement d'un barrage, est un processus complexe, dont les démarches et modèles de calcul ne sont pas bien établis, néanmoins l'établissement des différents arbres de causes-conséquence des états critiques pouvant affecter le barrage, permet non seulement une meilleure vision sur les phénomènes qui peuvent remettre en cause sa bonne exploitation, mais aussi :
 - D'éviter les oublis dont les conséquences peuvent être catastrophiques, d'états critiques, de scénarios de ruine en découlent, de causes primaires et d'événements précurseurs.
 - D'estimer le poids de certains événements, et donc de consacrer leur attention au plus lourd.
 - De peser les conséquences économiques et humaines et d'agir sur les plus graves, donc de pouvoir mener une analyse décisionnelle.
 - De tenir compte des mesures palliatives permettant de réduire considérablement le risque.
 - D'utiliser toute l'information dont on dispose à propos du projet.

PARTIE 2

CAS DU BARRAGE SIKKAK

Chapitre 5

EMPLACEMENT DU SITE ET CARACTERISTIQUES
MORPHOLOGIQUES SOMMAIRES

1. INTRODUCTION

Le projet étudié se situe aux coordonnées ($x = 131150$) et ($y = 201700$) (carte de Bensekrane 1/25000 (1960)), au bord septentrional de la plaine d'Hennaya et à environ 20,00 Km au Nord de la ville de Tlemcen dans l'Oranie Suboccidentale.

Le barrage coupe la vallée de l'oued Sikkak près de la gorge de sidi Ezzehar qui se trouve non loin du village d'Aïn Ouahab et de la ville d'Aïn-Youcef.

Le site du barrage peut être atteint en partant de Tlemcen par la Route Nationale 22 jusqu'à Hennaya et de là par le Chemin de Wilaya 38.

Dans la zone d'implantation du barrage, le niveau du lit mineur de l'oued Sikkak est situé à la cote 178 m NGA, la largeur du lit alluvial est de 25 à 30 mètres.

Près de l'assise du barrage la vallée présente une section symétrique avec un talus de 1/3,5 d'inclinaison.

La gorge est caractérisée par l'affleurement d'une barre gréseuse qui couronne le sommet des versants sur les deux rives.

En amont du site du barrage, la retenue (niveau maximum 218 m NGA) intéressera la vallée sinueuse de l'Oued Sikkak et une partie de celle de Chabet el ihoudi, affluent de rive droite de l'Oued Sikkak. Ces vallées coupent une région de plateaux, où à la surface affleurent d'anciennes alluvions recouvertes d'encroûtements carbonatiques.

Dans les talus de la vallée affleurent des pélites bleuâtres qui, localement et selon l'inclinaison, sont soumises à solifluction ou à érosion en ravins.

La largeur de la plaine alluviale est en moyenne de 300 m environ et intéressée aussi par plusieurs cônes de déjection à éléments généralement fins. De petites collines isolées, qui s'élèvent de la plaine alluviale, constituent les restes de basses terrasses.



Figure 5.1 Localisation de l'aménagement du barrage Sikkak Ain youcef

2. GEOLOGIE ET SISMICITE REGIONALE

Le site du barrage et la cuvette se trouvent dans le bassin sédimentaire de la moyenne Tafna, qui est constitué par dépôts du Miocène inférieur du domaine autochtone atlasique.

Ce bassin est délimité au sud par les monts de Tlemcen formés par des massifs carbonatiques jurassiques qui plongent vers le nord au dessous de la formation du bassin sédimentaire miocène ; la limite septentrionale est donnée par la chaîne de Sebâa Chioukh, qui appartient au domaine de l'allochtone tellien et qui est constitué par une série de sédiments qui datent du crétacé (sénonien) au pliocène.

Le bassin de la moyenne Tafna, relativement au plateau de Hennaya, est colmaté par des terrains grésopélitiques de faciès littoral et de mer profonde. Il a ressenti des phases terminales de la tectogénèse compressive atlasique attestée par une structure à plis amples.

La partie supérieure du bassin termine par une couche d'alluvions plio-quaternaires, cachée par des encroûtements carbonatiques plus récents.

Les contraintes distensives de la néotectonique post-burdigalienne ont intéressé la région en étude d'une façon plus marquée, ce qui a amené à la formation d'un réseau dense de failles et joints.

D'après la carte publiée par le Centre National d'Astronomie, d'Astrophysique et de géophysique (CRAAG) d'Alger, en 1981 l'isoséisme d'intensité II du tremblement de terre d'El-Asnam du 10 Octobre 1980 n'a pas atteint Tlemcen.

Dans sa thèse « les catastrophes sismiques de la région d'Echellif dans le contexte de la sismicité historique de l'Algérie », 1985, H.Benhallou poursuit la liste de J.Rothe en signalant 201 tremblements de terre pour la période de 1950-1973, et ne signale aucun foyer dans la région de Tlemcen. Dans la liste des événements sismiques entre 1974 et 1983, H.Benhallou reporte un tremblement de terre d'intensité V, qui se produit dans les alentours de Tlemcen le 01 Mars 1975, mais confirme la faible activité sismique de la région sur la base des résultats de la station sismographique placée au site du Barrage de Meffrouche.

2.1 Géologie du Site du Barrage

Dans la zone de la gorge de Sidi-Ez Zehar affleurent des sédiments péli-to-gréseux, Gréseux, pélitiques et grésopélitiques du burdigalien (étape terminal du miocène inférieur).

A moyenne échelle, ces faciès passent latéralement de l'un et l'autre mais on a pu constater, dans la zone du site du barrage, une certaine continuité caractérisée par la séquence suivante :

Du haut vers le bas :

Série péli-to-gréseuse supérieure.

Barre de grés, épaisseur moyenne 28m.

Couche des pélites bleues, épaisseur 6m.

Série péli-to-gréseuse inférieure.

Les terrains plus récents sont représentés par des débris de pente, des éluvions, des colluvions et par des alluvions de l'Oued Sikkak.

2.1.1 Description des Lithofaciés

2.1.1.1 Débris de pente

Il s'agit des dépôts hétérogènes, pierreux-limoneux, produits par d'anciens éboulements des hautes falaises gréseuses, Ils sont situés au centre de la gorge, le long et aux pieds des talus.

2.1.1.2 Eluvions

Elles sont produites par l'altération des roches pélitiques, ceux-ci constituent la couche de couverture de la plus grande partie du site du barrage.

2.1.1.3 Colluvions

Il s'agit d'éluvions remaniées, limo-argileuses plus ou moins détritiques, de couleur rougeâtre. Elles affleurent en aval de la gorge en rive gauche, et en amont de celle-ci en rive droite, presque au fond de la vallée.

2.1.1.4 Alluvions de l'Oued Sikkak

Nous avons distingué un faciès sablo-limoneux qui constitue la terrasse alluviale inférieure et un faciès sablo-graveleux avec cailloux qui caractérise le lit inférieur de l'Oued.

La profondeur des alluvions dans le thalweg de l'Oued est de 7.00 à 8.00 m environ.

2.1.1.5 Alluvions anciennes et encroûtement carbonatiques

Il s'agit de Cailloux isolés et localement de petits affleurements graveleux et caillouteux se trouvant au sommet de la colline du terrasses constituées par des alluvions grossières, plus ou moins cimentées, s'élèvent en forme de petits dômes sur la plaine inondable. Du versant de rive droite. Probablement d'âge plio-quadernaires, elles sont cachées par des encroûtements carbonatiques très répandus.

2.1.2 Traits de la géologie du réservoir

La retenue créée par le barrage d'Ain youcef pourra atteindre à peu près 218 m NGA et inondera la vallée de l'Oued Sikkak jusqu'à sidi mohammed el Ksantini, aux coordonnées (x = 198.800 m et y = 132.600 m) environ. La retenue s'étendra également dans la vallée du Chabet El ihoudi, affluent de rive droite de l'Oued sikkak.

Les formations géologiques intéressées par le réservoir sont illustrées par la carte géologique à l'échelle (1/5000).

L'Oued sikkak et ses affluents incisent une zone de hautes terres qui font partie du plateau de Hennaya. A la surface de cette zone affleurent des alluvions anciennes, localement très grossières, d'âge plio-quadernaires, mais la caractéristique principale est donnée par les encroûtements carbonatiques ou tufs qui occupent des surfaces très étendus.

L'érosion des Oueds a mis à nu, dans les talus, des pélites verdâtres à bleuâtres de burdigalien et intéressent presque entièrement la zone de la retenue. Seulement en rive droite du Chabet El-Ihoudi, l'eau du réservoir baignera un affleurement de grès qui se raccorde à la barre gréseuse de la gorge du barrage.

Des colluvions limo-argileuses s'accumulent aux pieds des talus. Localement, dans la plaine alluviale, s'irradient des cônes de déjection, constitués de sédiments fins.

La plaine inondable de l'Oued Sikkak est formée par des sédiments sableux jaunâtres passant à limons. Des restes de basses du point de vue structurale, le style tectonique de base de la formation burdigalienne est caractérisé par des plissements très amples avec direction des axes Est-Ouest environ. Le style cassant, relève en détail pour la géologie du site du barrage, affecte même la cuvette.

La formation pélitique burdigalienne constitue un fond imperméable pour la retenue. Il ne subsiste aucun risque de fuites dans les vallées latérales et parallèles. Par contre, des pertes d'eau sont possibles en rive droite du Chabet El-Ihoudi, dans la zone d'affleurement des grès fissurés. Les études préliminaires du projet de 1971 ont prévu une perte à travers les grés de 2000 m³ par jour environ.

En ce qui concerne la stabilité des pentes naturelles, nous n'avons pas observé de glissements importants mais plutôt des phénomènes de solifluction généralisée surtout dans les parties basses des talus, ou les éluvions sont plus ou moins remaniées et l'inclinaison des pentes ne dépasse pas 15°.

2.2 Classification géomécanique des lithofaciès

Les caractéristiques géomécaniques de lithofaciès du site du barrage sont résumées comme suit :

Lithofaciès en prépondérance pélitique (70% environ), altéré à sol argileux normalement consolidé jusqu'à 8m environ de profondeur.

2.2.1 Série périto-gréseuse supérieure

Elle affleure dans la partie haute du versant de rive gauche de l'Oued Sikkak. Dans la zone du début de la gorge, elle atteint une profondeur de 25 à 30 m environ. En surface et jusqu'à la profondeur de 7.00m environ elle est altérée par un sol argileux normalement consolidé (NC). Au dessous elle est plus consistante et présente des couches intercalaires de grès qui peuvent atteindre une épaisseur de 0.80 m. De plus, on a relevé des couches minces de grès fins.

2.2.2 Grès

Une barre de grès fissuré couronne les versants de la gorge et plonge jusqu'au niveau de l'Oued dans la zone d'assise du barrage. L'épaisseur moyenne de la barre est de 28.00m. Elle est constituée de grès à grains moyens à fins, à ciment carbonatique en couches d'épaisseur moyenne de 0.80 m.

Dans la barre on a relevé des intercalations pélitiques verdâtres, de 0.18m d'épaisseur moyenne avec une fréquence moyenne d'une intercalation tous les 2 m de la barre.

2.2.3 Pélites bleues

Cette couche affleure seulement à la sortie de la gorge, au versant de rive droite, presque en face de la vallée de l'Oued Amieur.

Il s'agit d'une couche d'épaisseur de 6.00 m environ constituée par des pélites consistantes bleuâtres et, en sous ordre par des pélites marneuses (Ca CO_3 inférieur à 20%).

2.2.4 Série périto-gréseuse inférieure

Cette série débute par une séquence de prépondérance pélitique s'arrêtant à la profondeur de 12 m. Elle présente aussi des intercalations de grès avec une épaisseur moyenne de 0.30 m et une fréquence d'une couche tous les 1.40 m (voir phot 5.1). En dessous suit une séquence de grès fins et de pélites plus ou moins marneuses, où les teneurs en grès et en pélites s'équivalent. L'épaisseur des couches de grès est en moyenne de 0.70 m, la fréquence est d'une couche tous les 1.40m.



Photo 5.1 Série périto-gréseuse

intéressé toute la partie gréseuse jusqu'au toit de la couche de pélites bleues sous-jacentes, en créant une gorge d'environ 8.00 m de profondeur colmatée par des alluvions. Ces dernières, comme déjà dit au paragraphe précédent, ainsi que les pélites sous-jacentes du banc Supérieur de la série pélito-gréseuse inférieure, sont décomprimées, normalement consolidées et très compressibles d'après les résultats des essais pressiométriques, c'est à dire inaptes pour des structures rigides telles celles d'un barrage en béton comprimé au rouleau.(BCR).

Par conséquent, la réalisation d'un barrage en BCR demanderait le creusement d'une fouille très profonde (terrassements très importants), atteignant le banc grésopélitique de la série inférieure. Par contre, les problèmes géotechniques de ces pélites, pour la fondation d'un barrage en matériaux meubles avec noyau d'argile, sont solubles d'une façon économique convenable.

Sur la base des conditions géologiques et morphologiques de la zone envisagée, il est souhaitable de réaliser un barrage en matériaux meubles, solution retenue pour la construction.

Il s'agit d'un remblai de 44,9m de hauteur maximum, avec un couronnement situé à la côte 222,90 m NGA, de 500 m de longueur environ. Les ouvrages accessoires sont constitués d'un batardeau Amont, d'un canal de dérivation provisoire – qui sera transformé en galerie de vidange de fond, d'une tour de prise d'eau et d'un canal évacuateur de crue.

(se référer au chapitre ouvrages annexes).

3.1 Fouille de Fondation du noyau

Dans le fond de la vallée, on propose l'excavation complète de la couche alluviale de l'Oued Sikkak, jusqu'à la côte 171 m NGA environ. Sont à prévoir les mesures de protection de la zone d'assise de la fondation dans les pélites, dans le but d'éviter des ruptures de retrait ou de ramollissements.

Dans le talus de rive droite, où affleurent les grès, l'excavation sera limitée à la zone la plus altérée et désagrégée, à savoir 1.00 m environ.

Le niveau de la fondation est composé d'éluvions argileuses à structures désagrégées (solifluxion) atteignant une profondeur de 7.00 à 8.00 m ; ici la fouille du noyau atteindra le toit de la barre de grès.

La rive gauche, plus proche du chemin de Wilaya, le toit des grès se situe à la côte 197.5 m NGA, vers l'oued, le sommet de grès est à la côte 189 m NGA.

Le sous-sol est constitué de sédiments de la série pélito-gréseuse supérieure, avec une épaisseur variant entre 6.00 à 17.00 m. Cette série est altérée au sol argileux normalement consolidé jusqu'à la profondeur de 8.00 m environ. L'excavation pour la fondation du noyau devra intéresser complètement la couverture argileuse éluviale.

Le lithofaciés le plus perméable est la barre de grès qui est intéressée par un réseau dense de surfaces de discontinuité. L'intensité de fissuration est de 2,4 mm de fissure par mètre.

Un peu moins perméable est le banc grésopélitique de la série inférieure, qui offre une intensité de fissuration de 1,4 mm de fissure par mètre.

Entre ces deux lithofaciés, les matériaux, de prépondérance pélitiques, sont imperméables.

Pour contraster les fuites d'eau du réservoir sous le barrage, un écran d'étanchéité est nécessaire, intéressant les bancs gréseux, c'est à dire la barre intermédiaire et le banc grésopélitique de la série inférieure.

La profondeur de l'écran peut être à 40.00 m environ à partir du plan de fondation.

Etant donné que les injections ne seront pas efficaces dans les lithofaciés de pélites bleues ni de ceux du banc pélitique sous-jacent, il faudra prévoir, dans ces matériaux, des forages de drainage, dans le but de réduire les pressions interstitielles.

Par rapport aux sédiments pélitiques sous jaçants, cette série se situe, quant aux caractéristiques géotechniques, entre la couche des pélites bleues et le banc pélitique de la série périto-gréseuse inférieure.

6.3 Barre de grés (28 m d'épaisseur)

Il s'agit de grés stratifiés, fissurés, avec les intercalations pélitiques qui représentent 20% de la barre. Pourtant, la classification géotechnique du massif dépend des caractéristiques des grés, aussi parce que les couches intercalaires de pélites ont une direction favorable par rapport à celle du barrage (voir photo 5.2).

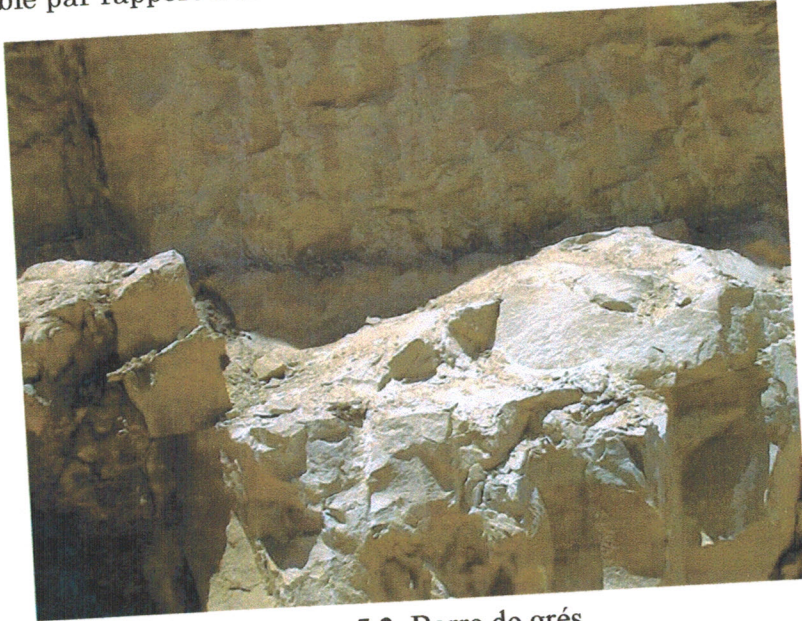


Photo 5.2 Barre de grés

6.4 Pélites bleues (6 m d'épaisseur)

Les pélites bleues altérées affleurent à la sortie de la gorge en rive droite. La couche de pélites bleues se présente avec deux faciès géotechniques différents argileux normalement consolidée dans la zone du thalweg, et consolidée dans les flancs d'appui du barrage (voir photo 5.3).



Photo 5.3 Les pélites bleues

6.5 Série pélito-gréseuse inférieure

6.5.1 Banc pélitique supérieur (12 m d'épaisseur)

Il s'agit d'un ensemble pélitique avec intercalations de grès qui constituent 20% du banc. Comme pour la couche de pélites bleues, nous avons individualisé deux faciès géotechniques avec les modules pressiométriques des essais effectués. Par rapport aux valeurs de la couche pélitique sus-jacente, nous constatons une amélioration des caractéristiques d'élasticité et aussi des paramètres de résistance de cisaillement.

6.5.2 Banc grésopélitique inférieur

Il s'agit d'une alternance de couches de gré et de pélites qui s'équivalent en pourcentages.

Un essai de cisaillement direct sur un échantillon de pélite, prélevé à 58 m de profondeur a donné une cohésion effective de $0,3 \text{ t/m}^2$ et un angle de frottement effectif de 29° .

Les études géotechniques et géologiques sur le site du barrage de Ain-Youcef depuis 1969 ont permis de définir d'une façon générale les caractéristiques géomécaniques des lithofaciès de fondation. A la lueur des recherches faites jusqu'à présent, les conditions géologiques du site proposée sont favorables à la construction d'un barrage en enrochement ou en terre avec noyau imperméable. En outre, il faudra vérifier les paramètres de résistance au cisaillement et de compressibilité des pélites bleues et de celles du banc pélitique supérieur de la série pélito-gréseuse inférieure, ainsi que ceux des éluvions argileuses de couverture.

En ce qui concerne l'injection des grès avec coulis de ciment à haute pression, il faudra prévoir des essais « in situ » pour l'écran d'étanchéité.

Les variations des températures mensuelles aux différentes stations sont représentées sur la figure 6.1.

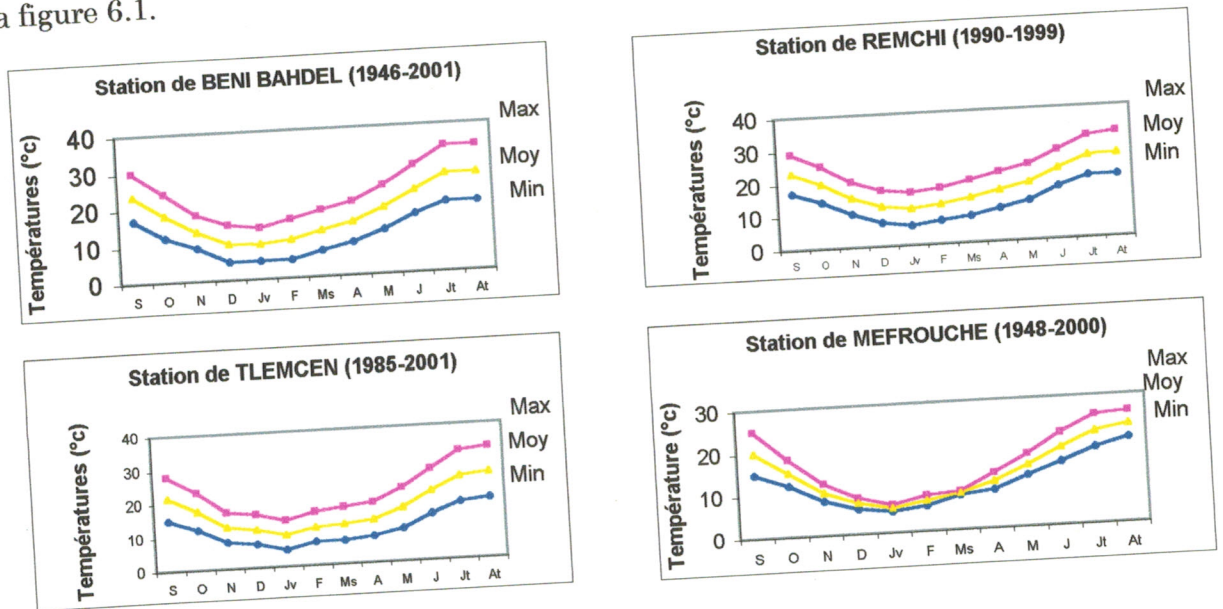


Figure 6.1 Variation de la température mensuelle

- Les Minima : Le minima le plus bas apparaît en janvier pour les quatre stations.
- Les Maxima : Les températures les plus élevées apparaissent le mois d'Août pour les quatre stations.

L'analyse du tableau 6.1 met en évidence que le mois de janvier est le plus froid avec une température de l'ordre de 5°C et que le mois d'Août est le plus chaud avec une température de 26°.

2.2 Relation Température Altitude

Pour déterminer la température annuelle sur le bassin versant, nous avons établi la courbe de régression linéaire reliant la température à l'altitude calculée par la méthode des moindres carrés, est la suivante :

$$Y = -0,0064x + 21,07 \quad (\text{voir figure 6.2})$$

Nous prenons comme altitude moyenne du bassin versant une valeur de 740 m, la température moyenne serait de 16,33°C. Le gradient thermique serait de $-0,64^\circ\text{C}$ pour 100 m.

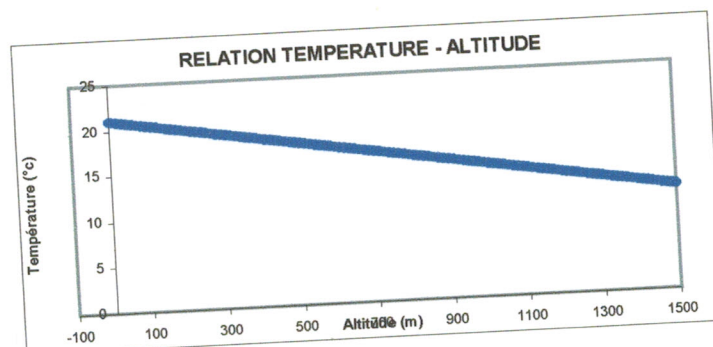


Figure 6.2 Relation température- altitude

2.3 Humidité relative

La notion d'humidité relative est un élément important du cycle hydrologique contrôlant entre autre l'évaporation du sol et de la couverture végétale qui représente un degré de saturation de l'air en vapeur d'eau.

La région de Tlemcen est caractérisée par une humidité élevée à l'exception d'une période estivale relativement sèche.

Tableau 6.2 Humidité relative

STATION	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	ANNUEL
TLEMCEN (1987-2001)	73,7	71,3	68,9	67,2	65,5	62	61	61	64	67	70	73,6	67
MAGHNIA (1967-2001)	76	76	73	72	68	62	58	60	67	72	76	76	70

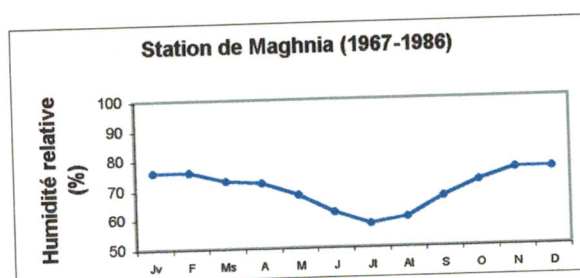
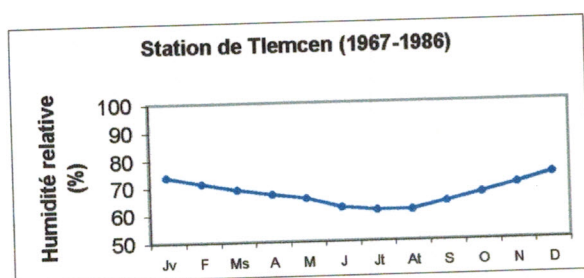


Figure 6.3 Variation mensuelle de l'humidité relative.

2.4 Evaporation

L'évaporation est mesurée journalièrement le plus souvent sur des bacs « COLORADO » entrée de 1 m² de surface.

Cette évaporation journalière est définie par :

$$E = P \pm H$$

Avec :

E : évaporation journalière du bac en mm.

P : Précipitation en mm.

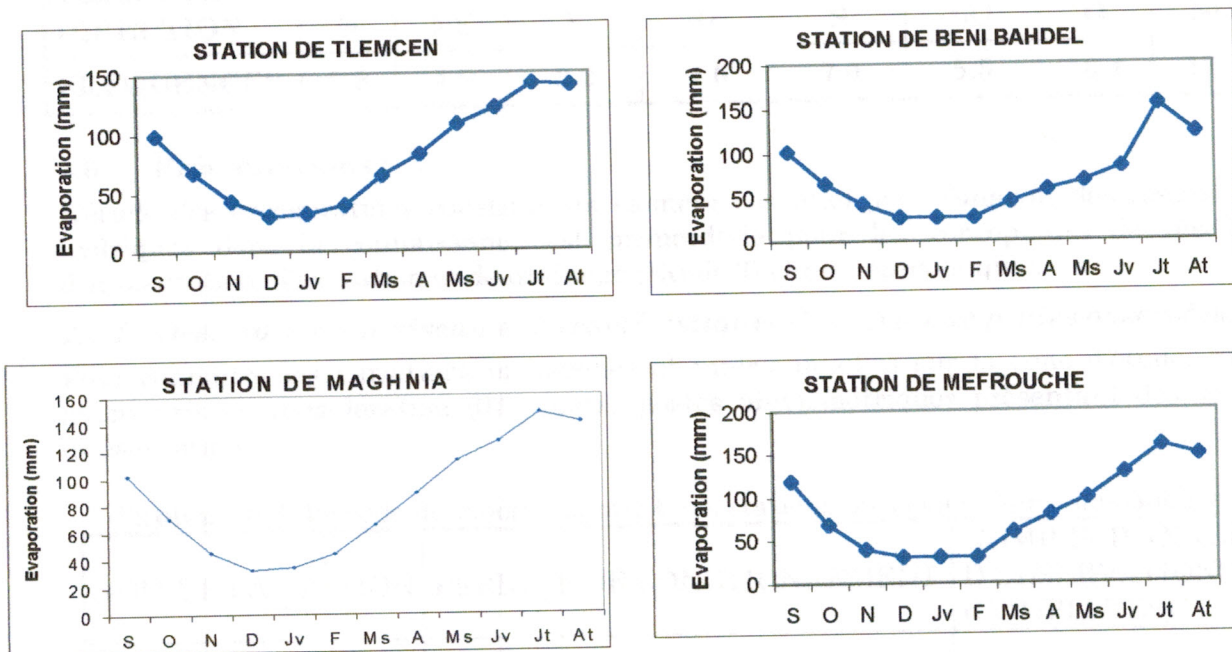
H :Hauteur d'eau ajoutée ou retranchée dans le bac (mm).

Pour notre zone d'étude, les valeurs de l'évaporation du plan d'eau libre sont adoptées d'après les données observées aux stations météorologiques de Tlemcen, Maghnia, Béni-Bahdel et Mefrouche.

Tableau 6.3 Evaporation moyenne mensuelle d'une surface d'eau libre(mm)

STATION	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	ANNUEL
TLEMCEN 2001	99	67	43	30	32	39	64	82	107	121	141	139	964
MAGHNIA 2001	102	70	45	32	34	44	65	88	112	126	147	140	1005
BENI- BAHDEL 2001	102	65	42	27	27	27	44	58	67	83	154	122	818
MEF ROUCH 2001	118	68	39	30	30	30	59	79	98	127	158	147	983

Les variations de l'évaporation sont présentées sous forme de graphique.

**Figure 6.4** Evaporation moyenne mensuelle

2.5 Vents :

Il s'agit d'un facteur important pour le concepteur puisqu'il constitue un élément déterminant dans l'élaboration du système de protection.

Deux critères sont à retenir :

- Sa vitesse
- Sa Direction

A partir de données statistiques réalisées pendant 8 ans à Maghnia (1992-2000) et 5 ans à Tlemcen (1995-2000) donnant ainsi les caractéristiques saisonnières, la fréquence de direction et la vitesse du vent.

2.7 Etudes des apports

2.7.1 Apports réels et débits annuels de l'Oued Sikkak

La station a été implantée à l'Est de Ain-Youcef à 700 mètres de l'amont de la confluence Oued Sikkak-Oued Amier.

Cette station a été choisie car elle permet de prendre en compte les débits de l'ensemble des sources du bassin versant de l'Oued Sikkak exception faite pour le plateau de Terny dont les eaux sont retenues par le barrage de Meffrouch et les débits négligeables de l'Oued Amieur

Les débits moyens annuels de l'Oued sikkak entre les années 1972 et 1980 sont données dans le tableau 6.9.

Tableau 6.9 Débits moyens annuels de l'Oued sikkak (m³/s)

ANNEE	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	AN
1992	-	-	-	-	-	-	0,172	0,185	0,199	0,875	0,833	0,842	-
1993	1,100	1,450	1,120	3,005	1,072	0,856	0,632	0,386	0,363	0,389	0,796	1,082	0,996
1994	1,365	3,976	64,414	16,57	1,567	0,905	0,521	0,351	1,987	0,909	0,816	0,756	7,830
1995	0,805	1,080	0,792	1,041	2,121	1,053	0,360	0,189	0,303	0,412	2,541	1,060	0,963
1996	0,891	1,875	1,605	1,282	1,580	0,782	0,329	0,153	0,187	0,754	0,821	0,905	0,913
1997	0,970	1,080	0,905	0,955	0,174	0,212	0,139	0,150	0,213	0,352	0,932	0,787	0,572
1998	0,962	0,935	0,808	0,774	0,528	0,117	0,133	0,026	0,052	0,411	0,251	0,264	0,438
1999	0,375	0,804	1,172	0,564	0,145	0,070	0,049	0,014	0,141	0,248	1,044	0,578	0,433
2000	0,845	0,846	0,775	6,995	0,706	0,479	0,191	0,065	0,013	0,024	0,268	0,478	0,945
MOY	0,913	1,494	9,726	3,112	0,908	0,489	0,266	0,163	0,385	0,513	0,923	0,754	1,637

Le débit moyen annuel de l'Oued Sikkak, durant cette période est de 1,637 m³/s soit un débit spécifique de 4,38 l/s/km².

Le débit annuel maximum s'est présenté en 1994 (7,83 m³/s) alors que le minimum s'est présenté en 1999 (0,433 m³/s).

Le coefficient d'irrégularité, concrétisé par le rapport du débit de l'année la plus humide à celui de l'année la plus sèche, et qui est égal à 18.

Cette valeur caractérise un régime d'écoulement très irrégulier.

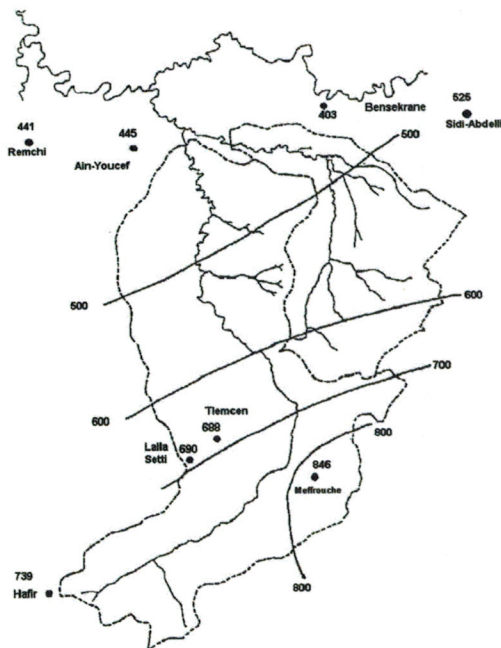
2.7.2 Caractéristiques hydrologiques des bassins versants

Si l'on se réfère au réseau des stations pluviométriques étudiées par Body Isohyètes) et les isohyètes d'après la carte de Chaumont (figure 6.6), il ressort :

- Le module pluviométrique 640 mm / an
- Le module de l'apport annuel 25,5 Hm³
- Apport spécifique moyen brut 105 mm / an
- Apport spécifique moyen net 78 mm / an

Ces données ont été obtenues par corrélation entre la station de jaugeage de Ain Youcef qui n'a fonctionné que 13 années et les autres stations de Meffrouch et Béni Bahdel de la période (1935 – 1998)

Isohyètes d'après le réseau des stations pluviométriques étudiées par Body



Isohyètes d'après la carte de Chaumont

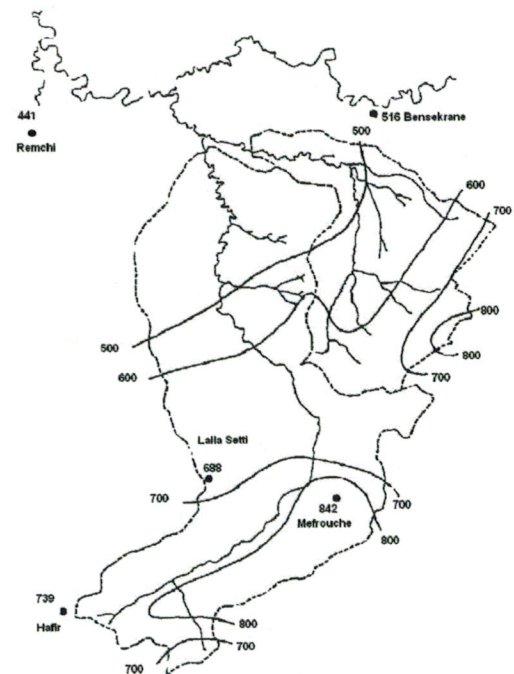


Figure 6.6 Isohyètes

2.7.3 Etude de régularisation

Le calcul de régularisation a été fait sur la matrice des apports mensuels au barrage de la période allant de 1935 à 2000.

En considérant que le volume net de 25 hm³, correspondant au niveau de retenue 218 m NGA.

2.7.4 Etude des crues

Les crues ont été calculées à partir d'une interpolation des crues observées aux stations de jaugeage pour lesquelles ont été auparavant déterminées par extrapolation les valeurs de débit de crue (millénaire, centennale, cinquantaire, vingtennale et décennale) et à partir de l'Etude de Body.

On estime que la crue à considérer pour l'objet soit celle millénaire référée à tout le bassin versant c'est à dire 336 Km², y compris aussi le bassin versant de Mefrouch 86 Km² (Barrage de Mefrouch).

L'ouvrage d'évacuation des crues est dimensionné pour une crue dont la pointe a été estimée à HQ₁₀₀₀ = 1622 m³ / s.

2.7.4.1 Détermination du temps de concentration (Tc)

La valeur du temps de concentration (Tc) influe énormément sur la valeur de crue et sur la vitesse des écoulements au niveau du cours d'eau.

Le temps de concentration est le temps nécessaire à l'eau pour s'écouler depuis l'écoulement hydrologique le plus éloigné en amont du bassin jusqu'à l'exutoire.

Il existe plusieurs formules pour cela, il est préférable de ne pas se limiter à une seule valeur mais d'en calculer plusieurs et retenir la valeur la plus probable.

a) Formule de Giandotti

$$T_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5L}{0.8\sqrt{H}}$$

avec :

A = Surface du bassin versant 336 Km².

L = Longueur du thalweg principal 40,59 Km

H = Différence d'altitude moyenne du bassin versant et celle de l'exutoire

H = 1300 m – 250 m = 1050 m

T_c = 5 h 11 mn

b) Formule de Kirpich

$$T_c = 0,945 \frac{L^{1,155}}{D^{0,385}}$$

D : Différence d'altitude entre les extrémités du thalweg (m)

T_c = 4 h 41 mn

c) Formule de Passini

$$T_c = \alpha \frac{\sqrt[3]{A.L}}{\sqrt{I}}$$

avec :

α = Coefficient caractéristique du bassin versant = 0,108.

A = Surface du bassin versant 336 Km²

L = Longueur du thalweg principal

I = Pente moyenne du thalweg principal = 3,04 %.

T_c = 3 h 10 mn

On retient la première valeur

Soit : T_c = 5 h 11 mn

Cette valeur a été retenue, maximale comparativement aux valeurs obtenues par les autres formules du fait de son influence sur la valeur de crue et sur la vitesse d'écoulement au niveau du cours d'eau et ceci pour permettre à la particule d'eau de parcourir tout le rectangle équivalent de l'exutoire au déversoir.

2.7.4.2 Hydrogramme de crue

Un hydrogramme de crue présente la forme générale d'une courbe en cloche dissymétrique (Crue et décrue) que l'on divise comme suit :

- Première zone représentant la courbe de concentration à la montée de la courbe
- La zone entourant le maximum dite pointe de l'hydrogramme
- La zone relative à la diminution progressive du débit appelée aussi courbe de décrue.

Tableau 6.10 Calcul des débits de pointe de l'oued sikkak

PERIODE T (ANS)	FREQUEN	H (mm / h)	C	Q (m ³ /s)
20	5	11,1	0,70	704
50	2	13,1	0,80	949
100	1	14,6	0,85	1120
1000	0,1	19,9	0,90	1622
10000	0,01	25,8	0,95	2220

Chapitre 7

HYDROLOGIE

1. INTRODUCTION

L'oued Sikkak est un affluent de rive gauche de l'oued Isser qui est un tributaire de rive droite de l'oued Tafna.

Pour l'élaboration de l'étude hydrologique, nous avons consulté, entre autres les études précédentes suivantes :

- a)- Concentrations de débits solides sur l'oued Sikkak recueillies auprès de l'agence nationale des ressources hydrauliques. (janvier 1998).
- b)- Etude hydrologique de l'oued Sikkak pour le barrage de Ain youcef Secrétariat d'Etat à l'hydraulique (Septembre 1973).
- c)- Analyse fréquentielle des pluies de l'Algérie (ANRH 1985).
- d)- Apports annuels aux stations hydrométriques de Ain youcef, Meffrouch, Remchi, Béni Bahdel, Chouly, Pierre du chat, Bensekrane d'après l'Agence nationale des Ressources Hydrauliques. (octobre 1993).
- e)- Fiches de dépouillement journalières aux stations pluviométriques de Bensekrane et Meffrouch pour quelques évènements pluvieux entre 1973 et 1976.
- f)- Intensité journalière de quelques évènements pluvieux à la station pluviométrique de Tlemcen entre 1974 et 1975.
- g)- Barrage de Meffrouch, comptes rendus d'exploitation des années 1981 à 1982, 1987 à 1988 et 1992 à 1999.

2. CARACTERISTIQUES HYDROLOGIQUES DU BASSIN VERSANT .

Le bassin versant de Sikkak à la hauteur du site occupe une superficie de 336 km², mais la partie supérieure du bassin est exploitée par le barrage de Meffrouch qui occupe un bassin versant de 85 km².

En définitive, le bassin net en correspondance du site du barrage de Ain youcef est de 251 km².

L'hydrologie de surface et souterraine de l'oued Sikkak est sous l'étroite dépendance des caractéristiques physiques du bassin versant. Il convient donc de préciser les plus importants de ces paramètres dès le début de notre étude.

2.1. Caractéristiques de forme

2.1.1. Coefficient de compacité de Gravelius

Ce coefficient représente le rapport du périmètre du bassin versant au périmètre d'un cercle occupant une aire équivalente P représente le périmètre du bassin et A la superficie du bassin, le coefficient de compacité de Gravelius est égal au rapport

$$\begin{aligned} Kc &= P / 2 \pi R = 0,28 P. A^{-1/2} \\ P &= 107 \text{ Km.} \\ A &= 336 \text{ Km}^2 \end{aligned}$$

Cette valeur traduit un allongement du bassin et le développement d'une érosion linéaire.

2.1.2. Rectangle équivalent

Partant du coefficient de compacité de Gravelius, il est possible suivant la méthode de M.Roche de déterminer un rectangle représentatif du bassin de l'Oued Sikkak dont les paramètres respectifs seront :

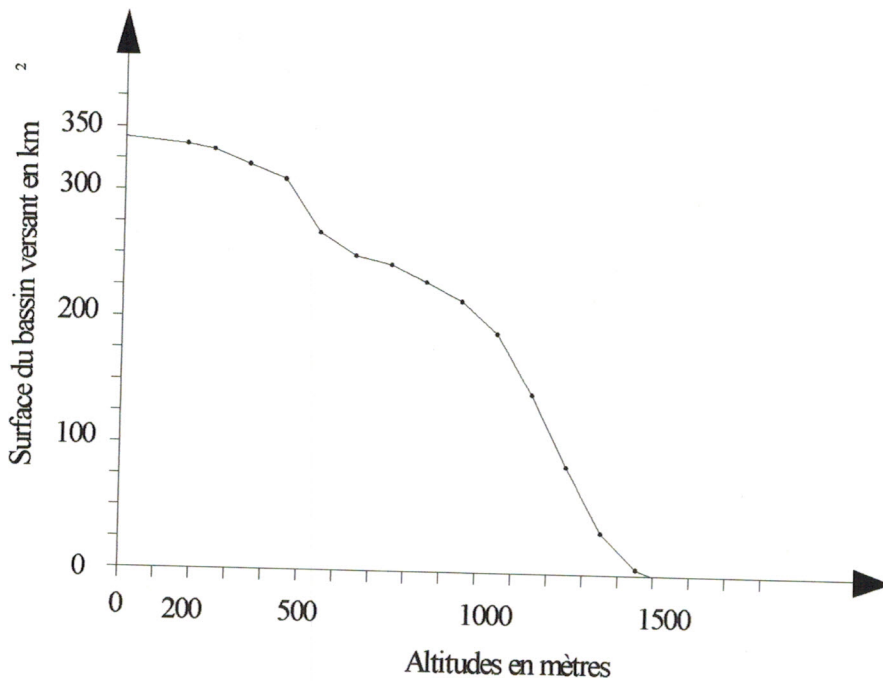


Figure 7.1 Courbe Hypsométrique du bassin versant de l'Oued Sikkak

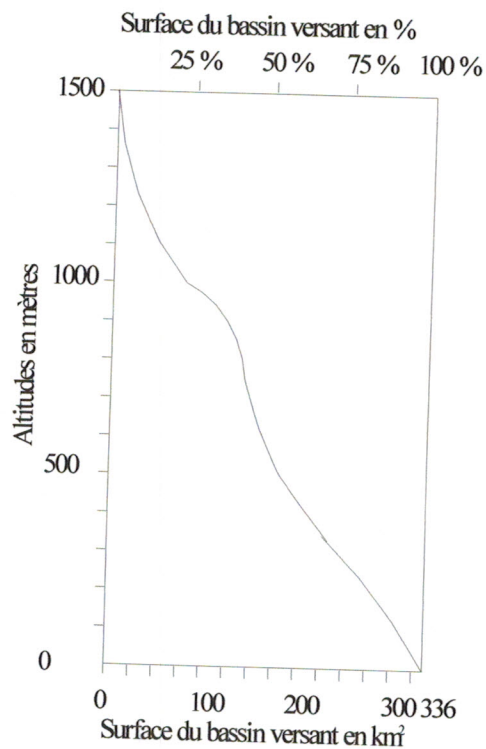


Figure 7.2 Courbe Hypsométrique et Diagramme des Fréquences altimétriques du Bassin versant de l'Oued Sikkak

2.2.1 Indice de pente Globale

Il est défini également par Roche sur la courbe hypsométrique, on prend le point H 5% et H 95% de la surface, la dénivelée $D = H 5\% - H 95\%$.

$$I_g = D/L$$

Avec L = longueur du rectangle équivalent

$$I_g = \frac{1300 - 250}{46.06}$$

$$I_g = 22,8 \text{ m/km.}$$

2.2.2 Etude du réseau Hydrographique

Nous avons utilisé la méthode mise au point par R.H Horton (1945) et modifiée par A.N Strahler et S.A Schumm (1954) qui disent que tout cours d'eau sans affluent est d'ordre 1 et que tout tronçon de rivière, formé par la réunion de cours d'eau d'ordre n est d'ordre $n + 1$.

Etant donné les documents cartographiques utilisés (carte à l'échelle du 1/50.000), les thalwegs d'une longueur inférieure à 5 mm n'ont pas été pris en considération. Les données sont rassemblées au tableau 7.2.

Tableau 7.2 Classification par Ordres du Réseau Hydrographique

Ordre	Nombre	Longueurs cumulées (km)	Longueurs moyennes (km)	Aire (km ²)
1	608	365	0.60	243.20
2	128	171	1.33	108.80
3	24	84	3.50	48.90
4	6	25	4.16	34.20
5	2	50	25.00	23.70
6	1	6	6.00	3.00

Ce qui donne une longueur moyenne totale égale à = 40,59 km

2.2.3 Coefficient d'Allongement

Il est donné par la relation

$$E = \frac{2\sqrt{A/3.14}}{L_0}$$

A = Surface totale du bassin versant = 336 km²

L = longueur moyenne totale des thalwegs = 40,59 Km.

$$L_0 = \sum_1^6 \frac{L}{n} = \frac{40.59}{6} = 6.76 \text{ km}$$

L représente la longueur moyenne des thalwegs au niveau de chaque ordre (voir tableau 7.2)

n = nombre d'ordres retenus = 6

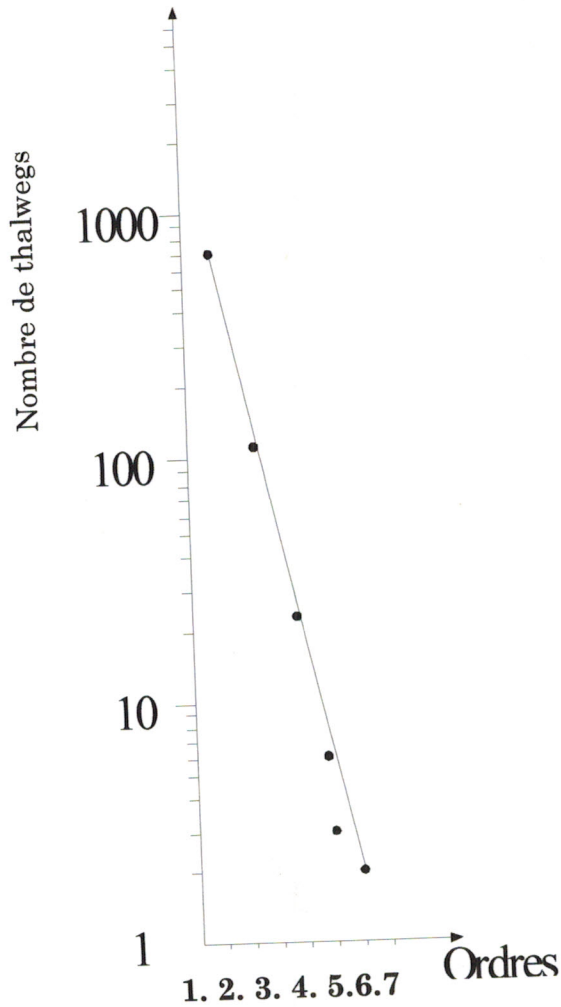


Figure 7.3 Rapport de confluence

2.2.7 Rapport des longueurs

Le rapport des longueurs représente le quotient de la longueur moyenne des thalwegs d'ordre $(n + 1)$ par celle des thalwegs d'ordre n .

Dans un bassin bien organisé, les longueurs moyennes des thalwegs d'ordre successif croissant, forment une progression géométrique directe.

Sur le graphe semi-logarithmique (Figure 3.12), on constate que l'alignement est presque parfait.

Nous avons, pour le rapport des longueurs moyen du bassin :

$$\text{Log Rl} = 0,4201 \quad \text{et} \quad \text{Rl} = 2,63.$$

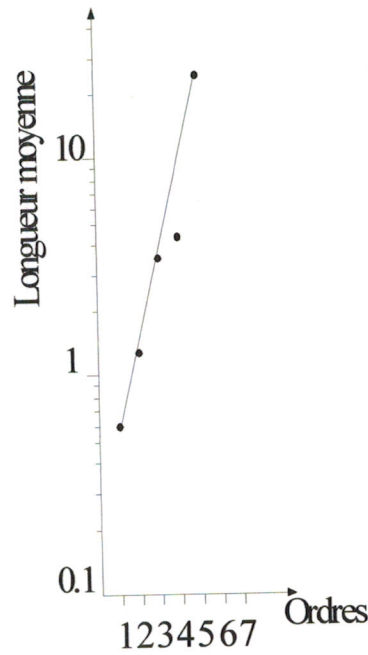


Figure 7.4 Rapport des longueurs

2.2.8 Rapport des aires.

Le rapport des aires représente le quotient de l'aire moyenne des thalwegs d'ordre (n+1) par l'aire moyenne des thalwegs d'ordre n. Si le bassin est bien organisé, la progression géométrique est directe.

Sur le graphe semi-logarithmique (figure 7.5) on constate que les points sont alignés presque parfaitement sur la droite .

Le rapport d'aire moyen est égal à la pente de la droite ajustée à l'ensemble des points. Nous avons pour le bassin de l'Oued Sikkak.

$\text{Log Ra} = 0,349$

et

$\text{Ra} = 2,236$

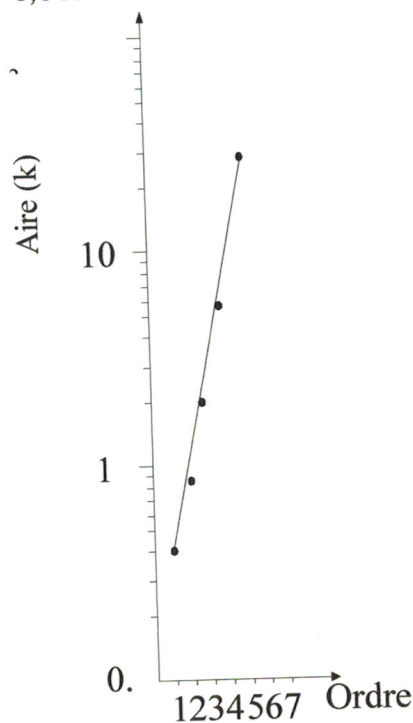


Figure 7.5 Rapport des aires

L'ensemble des paramètres morphométriques calculés d'après la méthode de R.H Horton peut se résumer dans le tableau 7.3

Tableau 7.3 Paramètres morphométriques du bassin versant de l'oued Sikkak

Ordre	Nombre	Rapport de confluence	Longueurs cumulées	Longueurs moyennes	Rapport longueurs	Aires	Aires moyennes	Rapport des aires
1	608	-	365	0.60	-	243.2	0.40	-
2	128	4.75	172	1.33	2.21	108.8	0.85	2.12
3	24	5.33	84	3.50	2.63	48.9	2.03	2.38
4	6	4	25	4.16	1.18	34.2	5.70	2.80
5	2	3	50	25	6	23.7	11.85	2.08
6	1	2	6	6	0.24	3	3	3.95

2.3 Caractéristiques morphologiques du bassin versant

- Surface du bassin versant $E = 336 \text{ km}^2$
- Périmètre du bassin versant $P = 107 \text{ km.}$
- Indice de compacité $C = 1,63.$
- Longueur du rectangle équivalent $L_r = 46,06 \text{ km.}$
- Largeur du rectangle équivalent $l_r = 7,44 \text{ km.}$
- Longueur des thalwegs $LT = 40,59 \text{ km.}$
- Indice de pente globale $I_g = 2,28\%.$
- Coefficient d'allongement $e = 3,06.$
- Densité de drainage $D_d = 2,086 \text{ km/km}^2.$
- Fréquence des cours d'eau $F_{ce} = 2,08.$
- Altitude maximale 1579 m NGA.
- Altitude minimale 178 m NGA.
- Altitude moyenne 740 m NGA.
- Module pluviométrique 644 mm/an.
- Module de l'apport annuel $25,10 \text{ hm}^3.$
- Apport spécifique moyen brut 104 mm/an.
- Apport spécifique moyen net 77 mm/an.

3. ENVASEMENT DU BARRAGE, MESURES DE LUTTE PREVENTIVES ET CURATIVES

L'envasement des barrages, phénomène qui n'est pas spécifique à l'Algérie, présente dans notre pays un danger potentiel assez sérieux pour la préservation et la protection de nos ressources mobilisées en eau de surface.

L'avancée de ce phénomène revêt un caractère particulier du fait du régime très irrégulier des précipitations de la rareté de boisement de sols propres au climat semi-aride sévit dans toutes l'Afrique du Nord.

L'envasement des barrages qui est la conséquence directe de l'érosion des bassins versants dénudés doit être combattu sans relâche dans le temps et dans l'espace.

La lutte contre l'envasement dans le temps est la priorité urgente à envisager pour traiter les bassins versants des futurs barrages qu'ils soient en construction ou en études.

La lutte contre l'envasement dans l'espace est également une priorité aussi importante pour préserver les volumes d'eau mobilisés et pérenniser la durée de vie de nos barrages.

3.1 Mesures préventives

3.1.1 Traitement des bassins versants :

Les sources d'envasement ont trois origines essentielles :

- L'érosion des versants particulièrement ceux dénudés.
- L'érosion des lits mineurs des Oueds.
- L'effondrement des berges.

Pour la conservation des eaux et des sols des études systématiques doivent être engagées afin de localiser les zones à risques et déterminer les moyens de lutte préventive grâce par exemple à l'utilisation des systèmes d'informations géographiques (S.I.G.) qui permettent la détermination des zones vulnérables à l'érosion. Ceci suppose l'élaboration d'un diagnostic général des bassins et sous - bassins hydrologiques à l'aide de photos satellitaires qui informeront sur les situations géologiques et morphologiques, pédologiques, l'occupation des sols ainsi que sur le réseau hydrographique en général. Ceci permettra de détecter les zones les plus érodées et érodables et définir ainsi les moyens de protection les mieux adaptés et qui peuvent s'articuler autour des axes suivants :

- La mise en place d'un vaste programme rigoureux et suivi de reboisement et lutte contre le déforestation, plantation d'arbres fruitiers.
- Ceci demande une concertation intersectorielle soutenue (hydraulique, agriculture, forêts, collectivités locales).
- La correction torrentielle par la réalisation d'ouvrages de consolidation, de sédimentation ou de gabionnage.
- La construction des retenues collinaires aux fins d'atténuations des vitesses d'écoulements essentiellement et par voie de conséquence de recharge de nappes.
- La réalisation de banquettes et de digues filtrantes pour diminuer les vitesses de ruissellement et empêcher ainsi le charriage.

Toutes ces opérations doivent être soutenues par des actions de sensibilisations auprès de agriculteurs et autres intervenants dans les bassins versants pour en tirer tous les bénéfices escomptés.



Photo 7.1 Barrage Sikkak bassin versant (rive gauche)



Photo 7.2 Barrage Sikkak bassin versant (rive droite)

3.2 Mesures curatives

3.2.1 Techniques de dévasement :

Les différentes solutions de dévasement participent à la récupération de volumes utiles, à la préservation des équipements et la stabilité des ouvrages.

En milieux arides (régions subsahariennes) le dévasement systématique des barrages est la solution la plus indiquée et la plus objective.

En effet, le milieu climatique, la nature lithologique des bassins versants et le manque de ressources en hydrauliques ne militent pas en faveur des traitements radicaux des bassins versants pour lesquels des investissements démesurés décourageraient toutes tentatives de sauvegarde.

Les solutions les plus avantageuses pour les barrages existants restent le dévasement qui pourrait selon les conditions être conjugué à la surélévation dans le seul but de préserver au mieux les volumes utiles.

En milieu Tellien, où la ressource hydrique est plus disponible, la lutte préventive contre l'alluvionnement des retenues est la mieux adaptée pour ralentir et éradiquer à long terme le phénomène de l'érosion des bassins versants des futurs barrages en réalisation ou en étude.

Pour les barrages existants, le recours au dévasement est la solutions d'urgence circonstancielle qu'il faudrait substituer par un programme de chasse des sédiments par les organes de vidange à chaque fois que la disponibilité de la ressource le permet.

Le dévasement des barrages est l'une des actions à entreprendre après étude ou cas par cas , en vue d'augmenter les capacités de mobilisation des barrages affectés par ce phénomène, préserver les équipements et la stabilité des ouvrages.

Il doit être entrepris une fois le volume des sédiments correctement évalué soit à l'aide des mesures bathymétriques ou de techniques nouvelles (Jauges nucléaires).

Le dévasement peut se faire soit hydraulique ment soit mécaniquement. Les études technico-économiques détermineront la méthode la plus appropriée à appliquer pour chaque site. Le choix doit être orienté vers les techniques les moins consommatrices d'eau. Les solutions permettant la récupération d'une partie de l'eau de dragage doivent être favorisées.

Chapitre 8

ETUDES DES INFILTRATIONS A TRAVERS LA SECTION PRINCIPALE DU BARRAGE SIKKAK

1. INTRODUCTION :

Quelque soit la perméabilité d'un barrage en terre, il y a toujours des infiltrations d'eau qui sont dues à la charge d'eau en amont.

Pour l'étude de ces infiltrations, il est nécessaire d'étudier et d'examiner les trois étapes suivantes :

- a) Détermination de la ligne de saturation ou ligne phréatique, qui est confondue avec la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique est nulle.
- b) Tracé du réseau des lignes équipotentielle, c'est à dire des lignes reliant les points d'égal potentiel hydraulique au sein du corps du barrage et de ses fondations. Ce réseau nous permet de connaître la valeur de la pression interstitielle en chaque point du champ d'écoulement.
- c) Tracé des lignes de courant, qui représente la trajectoire de l'écoulement de l'eau à travers le corps du barrage. Ces lignes nous permettent de calculer le débit de fuite.

2. DETERMINATION DES EQUIPOTENTIELLES ET DES LIGNES DE COURANTS :

Considérant un point quelconque de l'écoulement de l'eau à travers le corps du barrage. Le potentiel total hydraulique E de cette particule est défini par :

$$E = Z + P$$

Z = Potentiel dû à la cote du point

P = Pression de l'eau en ce point (en mètre d'eau)

L'écoulement de l'eau d'infiltration dans le corps du barrage et de ses fondations est régi par la loi de Darcy .

$$v = - k \text{ grad } E$$

$$v = - k \cdot i$$

v = Vitesse d'écoulement de l'eau (m/s).

k = Coefficient de perméabilité de Darcy (m/s)

i = Gradient hydraulique

L'introduction de cette relation dans la loi de conservation de masse permet d'obtenir la relation de la charge hydraulique. Cette dernière s'écrit en ce qui nous concerne, c'est à dire un problème bidimensionnel d'écoulement et permanent.

$$\frac{\delta^2 h}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 h}{\delta y^2} = 0$$

h = étant la charge hydraulique (m).

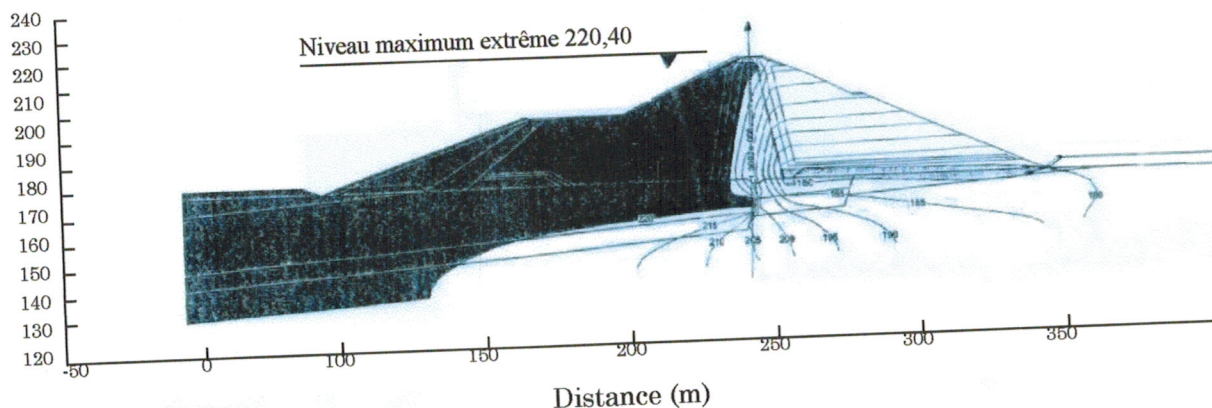


Figure 8.1 Analyse de l'écoulement dans le corps du barrage et de sa fondation

Cette dernière, jointe aux conditions limites, constitue le système d'équations à résoudre pour l'obtention des différents paramètres recherchés. Cette résolution peut être obtenue par différentes méthodes :

2.1. Méthode numérique :

Elle permet d'obtenir entre autre la position de la ligne de saturation, de calculer les valeurs du potentiel hydraulique en différents points et d'évaluer le débit de fuite.

2.2. Méthode électrique :

Elle est basée sur l'analogie existante entre l'écoulement de l'eau à travers un sol et celui de l'électricité à travers du papier électro perméable .

2.2.1 Données de base, problèmes à résoudre.

On donne la coupe type du barrage accompagnée des caractéristiques hydrogéologiques de l'assise et du corps du barrage. Le niveau de l'eau du barrage coté amont est situé à la cote 220,4m, le barrage coté aval est sec et se caractérise par la cote égale à 176,0m. Le coefficient de perméabilité du grès (couche superficielle) est égal à 10^{-5} m/s, celui du noyau en argile 10^{-8} m/s, le coefficient de perméabilité de la couche intermédiaire (pélite bleue) est égal à 10^{-8} m/s, la couche profonde (pélite gréseuse inférieure) a un coefficient de perméabilité égal à 10^{-7} m/s.

A la base du noyau on prévoit un voile d'injection en ciment descendant jusqu'à la couche en pélite bleue, vertical.

Il est nécessaire de construire d'abord le réseau d'écoulement de la zone d'infiltration y compris la fondation du barrage. Ayant construit le réseau en question il faut répondre aux questions suivantes.

- Evaluer les débits de percolation au travers du barrage et de sa fondation, comparer les débits trouvés avec ceux obtenus par le logiciel SEEP.
- Tirer du réseau d'écoulement construit à l'aide de la méthode des analogies électriques (D'AE) la loi de variation du gradient de sortie I_s le long de la ligne de contact « noyau-prisme aval ».

2.2.2 Modèle de la zone d'infiltration.

Selon la théorie des analogies électriques on choisit des modèles de papier électro perméable de telle façon que leur perméabilité électrique soit proportionnelle au coefficient de perméabilité des zones d'infiltration considérées.

Au cours de la préparation du modèle on s'est arrêtés aux papiers dont les perméabilités électriques :

- $P_{e1} = 1,25 \cdot 10^{-3}$ (corps du barrage, couche superficielle en grès $K_1 = 10^{-5} \text{m/s}$) ;
- $P_{e2} = 1,25 \cdot 10^{-5}$ (pélite bleue inférieure $K_2 = 10^{-7} \text{m/s}$) ;
- $P_{e3} = 5,00 \cdot 10^{-6}$ (couche intermédiaire en pélite bleue, noyau en argile $K_3 = 10^{-8} \text{m/s}$).

Ce choix a permis de garantir au niveau du modèle les rapports réels des perméabilités des sols.

Le contact au potentiel suit le talus amont du barrage, celui au potentiel 0 et suit la ligne de la base du barrage dont la cote est égale à 176,0m.

C'est le contact au potentiel variable, linéaire qui suit le talus aval du noyau. Le potentiel varie de façon linéaire de 0 à 0,93. Ce dernier se rapporte au point d'intersection de la courbe phréatique au talus du noyau.

Le voile d'injection imperméable est modélisé à l'aide du papier. Au cours du montage du modèle on a utilisé la colle spéciale dont la résistance électrique est proche de 0.

Ayant préparé le modèle de cette façon il est possible de construire à l'aide de l'installation « D'AE » un réseau d'écoulement.

2.2.3 Résultats des recherches.

Les résultats des recherches du barrage au niveau du voile d'injection imperméable sous la forme du réseau d'écoulement construit à l'aide de l'installation (voir tableau 8.)

Etant construit le réseau en question il n'est pas difficile de calculer les valeurs numériques du gradient de sortie suivant le talus aval du noyau :

$$J_s = \sin \alpha / \cos (90^\circ - \beta) \quad (1)$$

Où : α est l'angle d'inclinaison du talus aval du noyau ; β est l'angle entre ce talus et la ligne équipotentielle (de même charge) au point où on s'intéresse à la valeur du gradient de sortie.

L'analyse démontre que $(I_s)_{\text{max.}} = 2,84$ à la base du noyau.

Les calculs des débits d'infiltration du noyau q_n et de la fondation q_f sont données sous la forme du tableau 3.14. D'après ce calcul le débit total

$$q_n + q_f = 1,18 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s/ml}$$

Au niveau des « notes de calcul pour la conception du barrage de Ain Youcef » on cite le chiffre

$$q_n + q_f = 1,40 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s/ml}$$

La différence n'est pas grande ce qui peut être expliquée par le fait que dans cet ouvrage on a analysé les infiltrations dans le cas d'un voile d'injection perméable au coefficient de perméabilité $K = 10^{-8} \text{m/s}$. Donc, la résistance hydraulique de cette fondation est plus faible par rapport à celle de la fondation avec le voile d'injection imperméable.

Il est possible d'affirmer que la variation de la perméabilité du voile d'injection influe en première étape sur la valeur du débit q_f filtrant par la fondation et n'influe pas pratiquement à la valeur des gradients de sortie suivant le talus aval du noyau. Alors, on a le droit d'utiliser la méthode graphique de la construction du réseau d'écoulement pour sa partie inférieure sans toucher la partie située au niveau du noyau du barrage. Ici on

voit le réseau d'écoulement pour le voile d'injection dont le coefficient de perméabilité $K_3 = 10^{-8} \text{ m/s}$.

Cette perméabilité conditionne l'élévation du débit de fondation à $q_f = 1,24 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s/ml}$, donc le débit total

$$q_n + q_f = 1,78 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s/ml},$$

Ce qui dépasse la valeur initiale obtenue en ouvrage « Etude d'exécution Barrage de Ain Youcef » par rapport au voile d'injection incliné vers le barrage amont à 20° ce qui fait élever la résistance des éléments étanches de la fondation et provoque la diminution du débit de la fondation par rapport au modèle étudié.

En ce qui concerne les valeurs du gradient de sortie, on le prend égal à $(I_s)_{\text{max.}} = 2,84$ comme dans le cas précédent.

Tableau 8.1 Calcul des débits d'infiltration par le noyau et la fondation du barrage de Ain youcef par la méthode électrique

N N DES FRAGMENTS		ΔH_i m	$\Delta \alpha_i$ m	\underline{l}_i	\underline{K}_i m/s	$\Delta \beta_i$ m	q_i m ² /s	DEBITS q_n et q_f m ² /s		
N O Y A U	1''	3,1	4,60	0,67	10^{-8}	2,00	$1,34 \cdot 10^{-8}$	$q_n = 0,54 \cdot 10^{-6}$		
	1'	2,3	2,00	1,15	10^{-8}	4,00	$4,60 \cdot 10^{-8}$			
	1	2,5	2,00	1,25	10^{-8}	2,00	$2,50 \cdot 10^{-8}$			
	2	5,0	3,15	1,59	10^{-8}	4,00	$6,36 \cdot 10^{-8}$			
	3	5,0	3,25	1,54	10^{-8}	4,00	$6,16 \cdot 10^{-8}$			
	4	5,0	3,05	1,64	10^{-8}	5,25	$8,20 \cdot 10^{-8}$			
	5	5,0	3,00	1,67	10^{-8}	5,00	$8,35 \cdot 10^{-8}$			
F o n d a t i o n	6	5,0	3,00	1,67	10^{-8}	5,75	$9,60 \cdot 10^{-8}$		$q_f = 0,64 \cdot 10^{-6}$	
	7	5,0	2,75	1,82	10^{-8}	3,75	$6,82 \cdot 10^{-8}$			
	VOILE D'INJECTION IMPERMEABLE									
	8	5,0	2,50	2,00	10^{-8}	2,00	$4,00 \cdot 10^{-8}$			
	9	5,0	0,90	5,56	10^{-8}	3,50	$19,46 \cdot 10^{-8}$			
F o n d a t i o n	10	5,0	4,50	1,11	$5 \cdot 10^{-8}$	14,00	$5,55 \cdot 10^{-8}$		$q_n + q_f = 1,18 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$	
	11	5,0	12,0	0,42	10^{-7}	5,15	$21,63 \cdot 10^{-8}$			
	12	5,0	12,0	0,42	10^{-7}	3,25	$13,65 \cdot 10^{-8}$			
	VOILE D'INJECTION PERMEABLE									
	8	5,0	2,25	2,22	10^{-8}	3,80	$8,44 \cdot 10^{-8}$	$q_f = 1,24 \cdot 10^{-6}$		
	9	5,0	1,85	2,70	10^{-8}	3,75	$10,12 \cdot 10^{-8}$			
	10	5,0	1,25	4,00	10^{-8}	3,00	$12,00 \cdot 10^{-8}$			
11	5,0	0,90	5,56	10^{-8}	8,50	$47,26 \cdot 10^{-8}$				
12	5,0	2,75	1,82	10^{-8}	9,50	$17,29 \cdot 10^{-8}$				
13	5,0	10,00	0,50	$2 \cdot 10^{-8}$	7,00	$7,00 \cdot 10^{-8}$				
14	5,0	12,50	0,40	10^{-7}	5,50	$22,00 \cdot 10^{-8}$				
$q_n + q_f = 1,78 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$										

- Grâce à la perméabilité faible du noyau et du voile d'injection en ciment il est possible d'attendre les pertes en eau de la retenue faibles.
- Le gradient de sortie du noyau en argile obtenu égal à $(I_s)_{\max} = 2,84$ ce qui satisfait aux conditions de sécurité pour les noyaux en argile.
- Les résultats de la partie des recherches touchant à la détermination de la valeur du gradient de sortie ne correspondent pas à ceux cités au niveau de « Notes de calcul pour la conception du barrage de Ain Youcef ».

2.3 Méthode graphique :

C'est la méthode la plus simple, elle a des résultats très approchés. Elle est basée sur le fait que le réseau des équipotentielles et des lignes de courant forme des carrées curvilignes.

Le développement de l'outil informatique et celui des méthodes numériques a permis de réduire le temps et le coût des calculs d'une part, et d'augmenter la précision, d'autre part.

Des méthodes numériques, telle que la méthode des différences finies et plus spécialement celle de la méthode des éléments finis trouve un domaine d'application toujours grandissant.

On se propose l'analyse des infiltrations en régime permanent à deux dimensions par le logiciel SEEP.

3. TRACE DE LA LIGNE DE SATURATION :

D'après Kozeny, dans un barrage en terre homogène sans drain, la ligne de saturation peut être assimilée dans sa partie médiane à une parabole d'axe horizontal dont le foyer est situé au pied du parement aval.

L'équation de cette parabole s'écrit :

$$y^2 - y_0^2 - 2x \cdot y_0 = 0$$

$$\text{Avec } y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \quad \text{et } d = L - 0,7 P$$

L : l'empattement de la digue.

P : projection horizontale de la partie mouillée du parement amont

$$A_1 (0, y_0) \quad A_0 (a_0 \pm y_0 / 2, 0) \text{ (voir figure 8.2)}$$

Casagrande, a montré, en supposant que l'infiltration dans le corps de la digue se comporte comme un écoulement plan permanent et obéissant à la loi de Darcy d'un fluide incompressible, que le rapport des segments A_4A_3 et A_5A_6 est de 3/10.

Avec A_3 : Intersection du parement amont avec le plan d'eau (figure 8.2)

Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de Kozeny, on raccorde celle-ci au point A_3 du plan d'eau amont par une couche normale au parement amont en A_3 et tangente à la parabole. En aval, on fait aboutir la ligne de saturation en un point D situé au 2/3 de OC,

La distance b est déterminée à l'aide du diagramme et du tableau de Casagrande. Ce dernier donne la variation de b en fonction de l'angle α , angle que fait le parement aval avec l'horizontale (figure 2 et tableau 1).

$$\alpha = 30^\circ \quad b = \sqrt{h^2 + d^2} - \sqrt{d^2 - h^2 \cot^2 \alpha}$$

$$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ \quad b = 1 - \frac{h^2}{2d \cdot \sin^2 \alpha}$$

$$60^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ \quad b = C\alpha \cdot y_0 / (1 - \cos \alpha) = y_0 (1 - a) / (1 - \cos \alpha)$$

Avec $a = \Delta b / (b + \Delta b)$

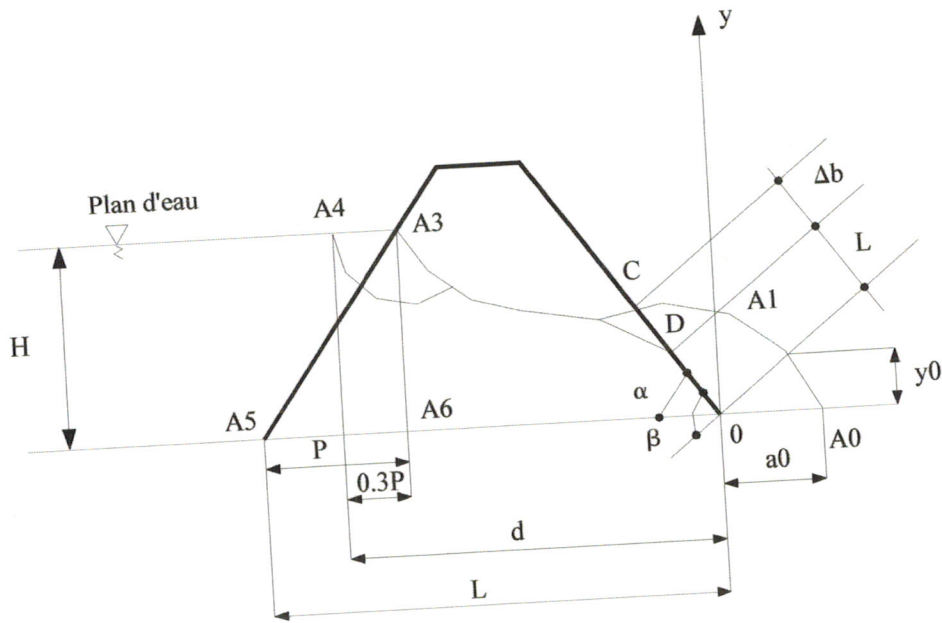


Figure 8.2 Tracé de la ligne de saturation.

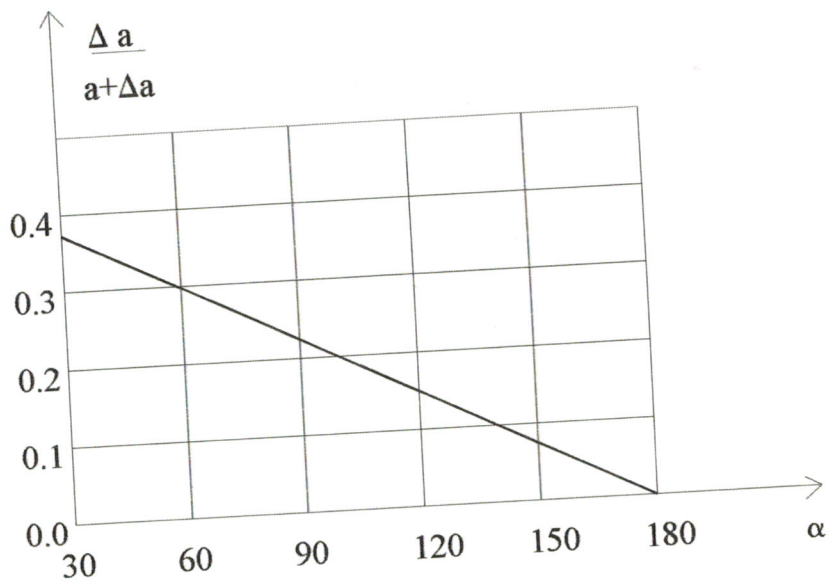


Figure 8.3 Graphe de Casagrande

Tableau 8.2 Position du point C en fonction de alpha selon Casagrande

α°	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150	160	170	180
$C(\alpha)$	0,680	0,700	0,720	0,747	0,770	0,785	0,822	0,85	0,877	0,907	0,935	0,965	1,000

4. TRACE DES EQUIPOTENTIELLES ET DES LIGNES DE COURANT :

Ce tracé peut être obtenu graphiquement en faisant appel aux propriétés géométriques du réseau quadratique et aux conditions aux limites qui sont :

Le parement amont est une ligne équipotentielle, la ligne de saturation ainsi que le contact avec la fondation imperméable sont des lignes de courant.

On construit un certain nombre de côtes décroissantes le long de la ligne phréatique. A partir de ces points, on trace les lignes équipotentielle orthogonales à la ligne de saturation et à la fondation imperméable (figure 8.3).

Le tracé par cette méthode (méthode graphique) est très délicat, la qualité du résultat dépend énormément de l'habileté et la patience du projeteur.

Distribution des sous pressions sous le massif :

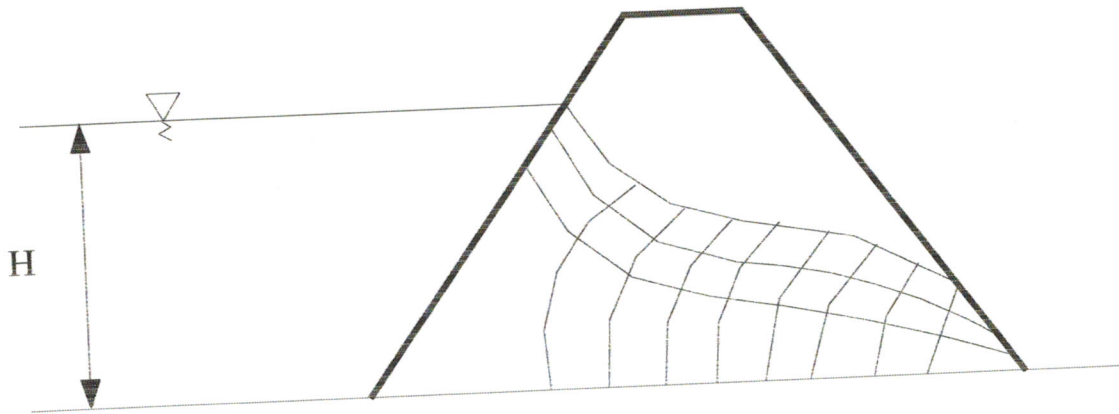


Figure 8.4 Détermination des sous pressions

La détermination des sous pressions sous le massif est basée sur le même principe énoncé ci-dessus. Pour cela, il faut déterminer la côte du point de la même équipotentielle qui joint de la base du massif à la ligne de saturation.

5. CALCUL DES DEBITS D'INFILTRATIONS :

5.1 Cas d'une fondation imperméable :

Dans ce cas l'infiltration de l'eau ne s'effectue qu'à travers le corps de la digue du barrage.

Si N_f est le nombre total des tubes de courant et si N_d est le nombre de carreaux entre les équipotentielles extrêmes, alors le débit d'infiltration Q par unité de largeur est :

$$Q = k \cdot H \cdot N_f / N_d$$

On admet que la longueur moyenne de la ligne de courant est celle de la ligne de contact du massif imperméable avec la fondation. En se reportant à la figure 3.14. Le débit de fuite par unité de largeur de fondation perméable est :

$$q = P \cdot k \cdot H / E$$

Avec : P : Profondeur de la fondation perméable
 k : Perméabilité de la fondation perméable
 E : Empattement de la digue

Pour un barrage muni d'un noyau central, l'expression ci-dessus reste valable, il suffit de prendre E comme étant l'empattement du noyau.
 Dans le cas où le noyau imperméable est ancré dans l'assise perméable sur une profondeur F (figure 3.14), le débit d'infiltration à travers l'assise est alors donné par :

$$q = \frac{1}{2} k.H. \log \frac{\frac{2P}{E} \sqrt{1 + 4 \cdot \frac{P^2}{E^2}}}{\frac{2.F}{E} \sqrt{1 + 4 \cdot \frac{F^2}{E^2}}}$$

La largeur moyenne de la ligne de courant est :

$$h = E + 2.F$$

Le débit par unité de largeur est :

$$q = (P - F) \cdot k \cdot H / E + 2.F$$

L'étude des infiltrations doit permettre de déterminer les éléments suivants :

- Détermination de la ligne de saturation ou la ligne phréatique qui est confondue avec la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique est nulle (la pression atmosphérique étant prise comme niveau de référence).
- Le débit de fuite dû aux infiltrations, qui peut s'obtenir à partir du réseau d'écoulement orthogonal aux lignes équipotentielles. Ces lignes de courant représentent théoriquement la trajectoire de l'eau à travers le barrage.
- La pression interstitielle, qui peut être déterminée à l'aide d'un réseau d'écoulement permettant la détermination de la charge en n'importe quel point de la zone saturée.

Cette étude peut être faite soit :

- Par calcul numérique sur ordinateur.
- Par analogie électrique.
- Par une méthode simplifiée basée sur des approximations et des propriétés graphiques du réseau d'écoulement.

L'écoulement de l'eau d'infiltration dans le barrage et dans ses fondations est régi par la loi de Darcy.

$$\vec{q} = k \cdot \vec{i}$$

Avec \vec{q} : Vitesse d'écoulement de l'eau [L.T⁻¹]
 K : Coefficient de perméabilité [L.T⁻¹]
 i : Gradient hydraulique

Lorsque la perméabilité des recharges est considérée comme infiniment plus grande que celle du noyau, l'écoulement, à travers le barrage est alors essentiellement conditionné par l'écoulement à travers le noyau.

Donc, on pourra appliquer à ce dernier les règles valables pour l'écoulement à travers une digue homogène.

Pour le cas de barrage Sikkak cette hypothèse est totalement justifiée, car le rapport entre la perméabilité de noyau et celui des recharges $Hr/hn = 2.10^{-6} / 1.10^{-8} = 2.10^{+2} = 200$

La définition de domaine d'écoulement est liée à la détermination de la ligne de saturation (inconnue du problème) rapprochée par le cas simple étudié par Kozeny.

Ce dernier a montré que pour une digue homogène la ligne phréatique est assimilée à une courbe parabolique d'axe horizontal, le foyer « O » au pied aval de la digue.

5.1.1 Méthode graphique

C'est la méthode la plus simple et la plus utilisée, elle donne des solutions approchées, et permet de déterminer ce qui suit :

5.1.2 La ligne de saturation :

La ligne de saturation est le terme impropre utilisé pour définir, dans la section verticale du barrage, la ligne au dessus de laquelle la pression hydrostatique est nulle. Dans un barrage zoné, la géométrie de la ligne de saturation est fonction des caractéristiques de perméabilité des divers matériaux qui forment le remblai. Connaissant que le coefficient de perméabilité du noyau est inférieure à 10^{-7} m/s, tandis que celui du remblai amont peut assurer des valeurs variables entre 10^{-3} m/s et 10^{-4} m/s, on constate que la forme de la ligne de saturation dépend de la géométrie du noyau.

L'équation de la parabole de Kozeny est comme suit :

$$y^2 - y_0^2 - 2x \cdot y_0 = 0$$

Avec $x = \frac{y^2 - y_0^2}{2y_0}$

et $y_0 = \sqrt{d^2 + h^2}$

d : étant la largeur en base du barrage diminuée de 0,7 b.

b : étant la projection horizontale de la partie amont. La parabole de Kozeny coupe le plan d'eau en un point A' de coordonnées $y = h$ et $x = d$.

h : étant la hauteur maximale correspondante aux plus hautes eaux (pour plus de sécurité).

Pour le barrage Sikkak :

$$h = N_5 - N_1$$

$$h = 222,90 - 178$$

$$h = 44,90 \text{ m}$$

$$h = 45 \text{ m}$$

$$hm = 220,4 - 178 = 42,4 \text{ m}$$

$$B = 278 \text{ m}$$

$$D = 278 - 0,7b$$

$$b = ?$$

$$1/5 = 42,4 / b \Rightarrow b = 212 \text{ m (voir figure 3.9)}$$

$$A_4 \quad (148.40 ; 220.40)$$

$$C \quad (280.95 ; 4,19)$$

En appliquant l'équation de la parabole pour le point A(x = d , y = hm)

$$Y_0 = \sqrt{(212)^2 + (42,4)^2} - 212 = 4,19 \text{ m}$$

D'après Casagrande la distance totale s'exprime selon les valeurs de α qui est l'angle du talus aval du noyau

$$\text{tg } \alpha = 5/1 \quad \text{ce qui donne } \alpha = 78,69 \text{ soit } 79^\circ$$

$$60^\circ \leq \alpha < 180^\circ \Rightarrow$$

$$c\alpha = ?$$

A partir du tableau 3.11 on obtient $\Rightarrow \kappa = 0,018$

$$\text{Alors } a = 0,718 \cdot 4,19 / (1 - \text{Cos } 79) = 3,72$$

Pour la construction de la parabole on définit sur le coté aval du noyau le segment (a+ Δa), celui ci est incliné de 79° à partir de graphe de Casagrande.

$$\Delta a / a + \Delta a = 0,285$$

soit $N = 12$

$$Q_1 = 4,24 \cdot 10^{-9} \text{ m}^3/\text{s}/\text{ml}$$

Les infiltrations à travers la fondation d'un barrage en terre ont en principe les mêmes conséquences qu'à travers la fondation d'un barrage d'un autre type.

Une perte d'une partie d'eau souvent précieuse emmagasinée dans le réservoir a deux effets possibles qui sont dangereux :

- La pression.
- Les renards.

Mais les phénomènes peuvent prendre une grande importance dans le cas des barrages en terre. Les fondations de ces derniers sont souvent constituées par des sols perméables (alluvions, sables).

Donc, la fondation doit garantir un support stable au corps du barrage dans toutes les conditions de charge et d'humidité du remblai. De plus, elle doit limiter les infiltrations en vue d'éviter les fuites excessives de l'eau stockée.

L'étude des infiltrations au niveau de la fondation nous permet :

- D'arrêter la profondeur de la para fouille.
- De connaître le débit de fuite et le gradient hydraulique

Le débit de fuite à travers la fondation est régi par la loi de DARCY par la formule suivante :

$$Q_2 = k \cdot H \cdot (T - F) / (B + 2F)$$

- k : perméabilité de fondation
 B : épaisseur de la base de la zone imperméable
 F : profondeur de la para fouille
 T : profondeur de la couche perméable de la fondation.
 H : hauteur de l'eau à l'amont du barrage.

Selon la classification soviétique la classe de notre barrage est trois III et sachant que la fondation du barrage est un sable gros alors $i_{adm} = 0,44$
 Le gradient hydraulique moyen le long d'une ligne de courant de longueur L étant égal à

$$i = H/L$$

avec

H : la hauteur de l'eau à l'amont du barrage.

L : La longueur moyenne de la ligne de courant

$$L = B + 2F$$

B = 106 m

Pour différentes valeurs de F on calcule le gradient hydraulique correspondant

Tableau 8.3 Profondeur de la para fouille en fonction du gradient hydraulique

F	1	2	3	4	5
B + 2F	108	110	112	114	116
i	0,392	0,385	0,378	0,372	0,365

Soit $i = 0,365$ pour $F = 5$

$i (0,365) < i_{adm} = 0,44$

Donc la profondeur de la para fouille est fixée à $F = 5$ m

Ce qui donne le débit Q_2 .

$$Q_2 = 2 \cdot 10^{-6} \cdot 42,4 \cdot (15 - 5) / 116 = 7,31 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}/\text{ml}$$

Le débit total des fuites est la somme des deux débits :

$$Q = Q_1 + Q_2 = 7,31 \cdot 10^{-6} + 4,24 \cdot 10^{-9} = 7,314 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s/ml}$$

5.1.5 Pression interstitielle en vidange rapide du barrage [8]

Une fois le régime permanent des infiltrations établi, toute baisse de niveau du réservoir provoquera un changement de distribution de la pression interstitielle dans le corps de la digue. Si la perméabilité est faible, la durée de vidange mesurée en semaines est rapide par rapport au temps de dissipation de la pression interstitielle, et la variation de celle-ci aura lieu dans des conditions non drainées. Pour un élément donné du talus amont de digue, toute baisse de niveau du réservoir provoque une diminution des contraintes principales totales (majeures et mineures) en même temps qu'une augmentation du déviateur.

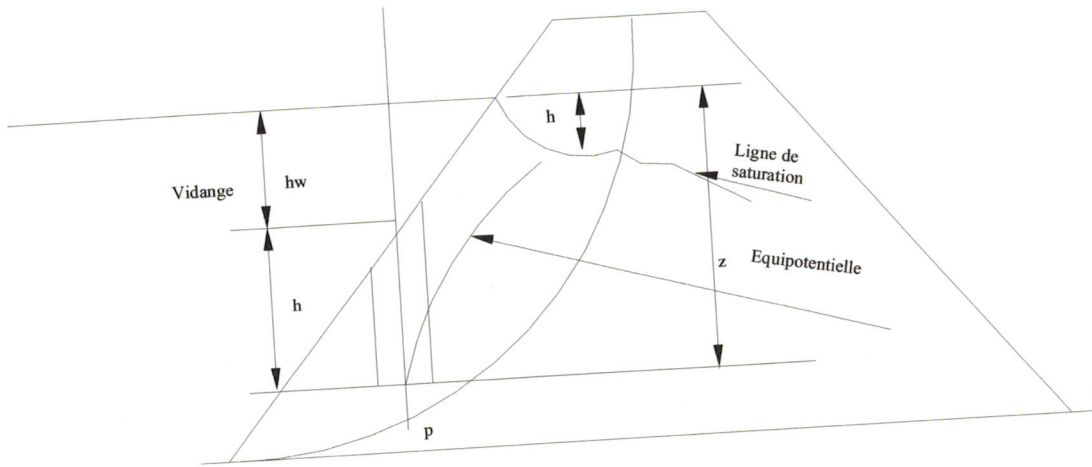


figure 8.5 Vidange rapide du réservoir

5.1.5.1 Avant vidange .

Par hypothèse, la contrainte principale totale majeure au dessus du point P est donnée, en prenant les notations de la figure 8.5 par :

$$\sigma_1 = \gamma_w (z-h) + \gamma h = \gamma' h + \gamma_w z$$

Où γ , γ' et γ_w sont respectivement le poids volumique saturé du sol, le poids volumique déjaugé et le poids volumique de l'eau.

Une fois l'écoulement permanent atteint, la permanent atteint, la pression interstitielle au point P vaudra :

$$u = \gamma_w (z - h)$$

Par conséquent, la contrainte effective (inter granulaire) sera :

$$\sigma'_1 = \gamma' h + \gamma_w z - \gamma_w (z - h) = \gamma' h + \gamma_w h'$$

5.1.5.2 Après vidange :

Si le réservoir est vidangé de hw , la contrainte principale majeure totale devient :

$$(\sigma_1) = \gamma h$$

Si le matériau est saturé, B sera égal à l'unité et la variation de la pression interstitielle peut s'écrire :

$$\Delta u = A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) + \Delta \sigma_3 - \Delta \sigma_1 = (1-A)(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)$$

Dans ces conditions, la pression interstitielle après vidange devient :

$$(u_1) = u + \Delta u = \gamma_w (z - h) + \gamma_w (z - h) - \gamma h - (1-A)(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)$$

$$(u_1) = \gamma (h - h') - (1-A)(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)$$

Le terme (1-A) ($\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3$) exprime l'effet de l'accroissement du déviateur dans le sol pour les barrages en remblais où le matériau est compacté, A est toujours inférieur à 1. En prenant donc $A=1$, on trouvera toujours une pression supérieure à la pression réelle, ce qui va dans le sens de la sécurité. la pression interstitielle sera :

$$(u_1) = \gamma (h - h')$$

Si l'on compare avec la pression avant vidange, on voit que :

$$(u_1) = u - \gamma_w (z - h)$$

D'où la règle simplificatrice de Bishop : « La pression interstitielle après vidange est égale à la pression avant vidange, diminuée de la hauteur d'eau libre au dessus de l'élément considéré ».

Dans le cas général, la pression interstitielle après vidange est donnée par :

$$(u_1) = \gamma_w (h + h_w (1-B) - h')$$

Car la variation de celle-ci après vidange est donnée par :

$$\Delta u = B \Delta\sigma_1 - B\gamma_w h_w$$

Pour un décroissement de la contrainte totale, la valeur de B est strictement supérieure à 1. en négligeant h' et en supposant que $B=1$, on pourrait obtenir une valeur conservatrice de u_1 . Les valeurs typiques de u_1 obtenues varient de 0.3 à 0.4. un coefficient de sécurité minimale 1.2 peut être acceptable.

Les matériaux fins à cause de leurs faibles ou même très faibles perméabilités sont très recherchés lors de la construction des barrages en remblais, l'étanchéité l'exige pour réduire les fuites. Or, ces matériaux ne permettent la dissipation de la pression interstitielle qu'après un temps assez long. Dans ce cas, toute variation de contrainte totale, lors du processus de construction ou de la vidange rapide, provoquera une variation de la pression interstitielle. Cette variation peut déstabiliser les talus des barrages si elle n'est pas prise en compte correctement lors de la phase de l'étude. L'intérêt des deux coefficients de pression interstitielle A et B, est qu'ils sont suffisants pour estimer la variation de la pression interstitielle suite à la variation de la contrainte totale. Ces deux coefficients peuvent être facilement déterminés à l'aide de l'appareil triaxial classique. Ceci en exécutant des essais non drainés sur des échantillons représentatifs du matériau.

5.1.6 Méthode numérique

Afin d'estimer le débit d'écoulement par la Méthode des éléments Finis un logiciel de calcul « SEEP » a été utilisé dans le cadre de ce travail. Ce logiciel est basé sur la théorie des éléments finis pour résoudre le problème de la surface libre et de la pression interstitielle. Le fichier de donnée suivi que celui de résultats se trouve dans l'annexe Le logiciel SEEP (version 2.84, sous environnement MS-DOS), est un logiciel écrit en langage Fortran IV, et implémente la méthode numérique des éléments finis pour résoudre les problèmes des écoulements bidimensionnels dans les milieux poreux. Il permet de traiter tout problème d'écoulement à symétrie plane verticale, ou à symétrie axiale verticale, quelle que soit la géométrie du milieu et le nombre de couches de perméabilités différentes. Des surfaces libres complexes peuvent être déterminées ainsi que des surfaces de suintement correspondantes.

Ce programme permet de prendre en compte toutes les couches sans simplification abusive (couches supposées imperméables par exemple). Cela permet, dans le cas d'étude des barrages en terre, de vérifier l'efficacité des drains, d'un tapis amont étanche ou d'un rideau d'injection.

SEEP permet également la prise en compte de l'anisotropie hydraulique : non seulement les valeurs des perméabilités principales peuvent être différentes d'une couche à une autre, mais aussi, différentes entre elles.

Considérer un sol comme isotrope ne vas pas dans les sens de la sécurité, car on sous estime la valeur des débits et des pressions, et la position de la surface libre est beaucoup plus basse.

5.1.6.1 Possibilités de calcul du programme SEEP.

Le logiciel SEEP permet de déterminer :

- La position de la surface libre et l'étendue de la surface de suintement.
- La valeur de la charge hydraulique en chaque nœud.
- La valeur de la pression interstitielle en chaque nœud.
- La valeur des débits entrants et sortants aux frontières, ainsi que les débits unitaires.

5.1.6.2 Méthodes des éléments finis.

La méthode des éléments finis est une méthode numérique de résolution des problèmes d'équations aux dérivées partielles. Elle s'applique généralement à la majorité des problèmes de l'ingénieur et plus particulièrement aux problèmes de mécanique. Toutefois, l'utilisation de cette méthode, approchée, suppose un programme de calcul complet et rapide, et un ordinateur de grande capacité de mémoire.

a. Application aux écoulements à surface libre.

Le problème des écoulements à surface libre, fréquent en mécanique des sols, en hydraulique souterraine et en mécanique des roches, peut-être traité de manière satisfaisante par la méthode des éléments finis. Cette dernière permet de déterminer aussi bien la fonction charge hydraulique, et par la suite des pressions interstitielles, que la fonction courant.

Motivation physique : écoulement dans une digue en terre.

Hypothèses principales : digue indéformable et milieu homogène.

On écrit aussi le équations dans le domaine en question.

Comportement : loi de Darcy

Conservation : loi de conservation de la masse d'eau.

Conditions aux limites :

S'il n'y a pas de source volumique supplémentaire, alors l'équation de l'écoulement est :

$$K_x \cdot [d^2h / dx^2] + K_y \cdot [d^2h / dy^2] = 0$$

Le problème consiste à résoudre cette équation.

En général, une digue est constituée d'au moins deux matériaux. Le noyau central de très faible perméabilité, et assurant l'essentiel de l'étanchéité, et deux parements amont et aval, relativement perméables, et assurant plutôt la stabilité.

Il y a donc, en général, une discontinuité de la perméabilité, à l'interface entre ces zones ; si bien qu'il faut rajouter des conditions aux limites internes en ces frontières traduisant la continuité de la charge et surtout du flux.

5.1.6.3 Utilisation du programme SEEP.

En vue d'utiliser le programme en question et de confectionner le fichier de données, il est nécessaire de suivre les étapes suivantes pour faire le maillage de la structure à traiter :

- Tracer, approximativement, la surface libre, de préférence, légèrement supérieure à la surface libre réelle.
- Faire le maillage en éléments triangulaires ou quadrilatères (4 côtés). Les nœuds sur les conditions aux limites connues doivent être fixes ; tandis que les autres doivent être mobiles.
- Placer le repère au pied amont de la digue, avec les « z » croissants de bas en haut, et les « z » croissants de gauche à droite.

PARTIE 2 : Chapitre 8

- Numérotez les nœuds, conformément au sens préconisé dans le document original (simultanément, de bas vers le haut et de gauche à droite).
- Numérotez les éléments, conformément au sens préconisé dans le document original. (simultanément, de bas vers le haut et de gauche à droite).

a. Fichier de données.

Le fichier est structuré en 9 groupes.

Groupe A. (en une seule ligne, maximum 72 colonnes)

Intitulé du problème.

Groupe B. (en une seule ligne)

KAT : Type de problème

NUMMAT : Nombre de matériaux composants la digue.

NUMNP : Nombre de nœuds.

NUMEL : Nombre d'éléments.

ICHEK : Prend la valeur 1, 2, ou 3, fonction des sorties recherchées.

Groupe C. (en une seule ligne)

ITMAX : Nombre d'itérations maximales requises.

NLINE : Nombre de lignes transversales.

NSECT : Nombre de sections e la surface libre.

NISFA : Nombre de surfaces de suintement internes (dont le débit est vertical)

NISF1 : Nombre de surface de suintement internes (dont le débit est ponctuel dans le nœuds).

EPSLON : Erreur maximum tolérée dans la position de la surface libre (en mètres).

Groupe D. (en une seule ligne)

N : Nombre de matériaux composants la digue.

PERM1 (N) : Perméabilité horizontale en m/s.

PERM2 (N) : Perméabilité verticale en m/s.

ANG(N) : Angle entre l'axe Ox et la direction principale de l'écoulement.

Groupe E.

NNRPD : Nombre de nœuds où on dispose de l'information géométrique et hydraulique (coordonnées et charge hydraulique, ou débit). (en une ligne).

N, KODE (N), Y(N), Q(N) : un nœud par ligne.

N : Numéro du nœud.

KODE(N) : Code de référence, tel que

Point quelconques KODE(N)=0 (et Q(N)=débit unitaire).

Equipotentielles KODE(N)=1 (et Q(N)=charge hydraulique).

Surface libre (KODE(N)=2 (et Q(N)=0).

X(N) : coordonnée horizontale du nœud en question.

Y(N) : coordonnées verticale du nœud en question.

Q(N) : Voir KODE(N) ci-dessus.

Groupe F.

NELRD : Nombre d'éléments où on dispose de l'information géométrique et hydraulique, ' en une ligne).

N, KX(N1), KX(N2), KX(N3), KX(N4), MTYPE(N) : un élément par ligne

N : Numéro de l'élément

KX(N1), KX(N2), KX(N3), KX(N4) : Numéros des nœuds entourant l'élément, pris dans le sens trigonométrique, en commençant par le nœud le plus bas, à gauche.

MTYPE(N) : Numéro du matériau composant l'élément.

Groupe G. (A sauter puisque NISFA=0).

Groupe H. (en une seule ligne).

N : Nombre de surface libres.

NL(N) : Numéro de la ligne transversale limitant la surface libre à gauche.

NTR(N) : Numéro de la ligne transversale limitant la surface libre à droite.

NPL(N) : Numéro de la ligne transversale limitant la surface libre supposée à gauche.

NTR1(N) : Numéro de la ligne transversale limitant la surface libre supposée à droite.

NPL(N) : Numéro du nœud limitant à gauche la surface libre.

NPR(N) : Numéro du nœud limitant à droite la surface libre.

IFXL(N) : =0 si le point de gauche (NPL) est mobile.
=1 si le point de gauche (NPL) est fixe.

IFXR(N) : =0 si le point de droite (NPL) est mobile.
=1 si le point de droite (NPL) est fixe.

IFXB(N) : =0 si la valeur de BETA(N) varie pendant l'exécution.
=1 si la valeur de BETA(N) reste constante pendant l'exécution.

BETA(N) : =0 pour une surface libre horizontale ou presque.
=0.2 à 0.3 pour une surface libre verticale ou presque et les lignes

transversales horizontales.

=0.6 à 0.8 si la surface libre est vertical ou presque et les lignes transversales sont orientées de 45°.

RINF(N) : Taux d'infiltration par unité de longueur (facultatif).
Groupe I. (Une ligne transversale par ligne).

N : Numéro de la ligne transversale.

NPBOT(N) : Numéro du plus bas nœud fixe sur la ligne transversale.

NPTP(N) : Numéro du plus haut nœud mobile sur la ligne transversale, S'il n'y a pas de point mobile sur la ligne transversale, prendre NPBOT (N)=NPTOP(N) ou NPTOP(N)=0.

YLIM(N) : Coordonnée verticale de l'intersection de la ligne transversale avec la frontière supérieure de l'écoulement.

YLIM(N)=0 si le plus haut nœud mobile est sur cette frontière de l'écoulement dès le début.

6. CONCLUSION

Le débit d'écoulement donnée par SEEP (voir annexe A) est donc égal à :

$16,34 \cdot 10^{-9} \text{ m}^3/\text{s}/\text{ml}$, cette valeur est négligeable et assure en outre l'étanchéité du barrage. Les infiltrations qui peuvent se produire à travers le barrage ou sa fondation doivent être étudiées sous deux angles différents :

- d'une part, elles ont pour conséquences des pertes d'eau dont il faut réduire le volume à une valeur déterminée, dépendant de l'économie générale du projet.
- d'autre part elles peuvent compromettre la sécurité de l'ouvrage, si certaines précautions ne sont pas prises contre les risques qu'entraînent les renards, les pressions d'infiltration.

On estime finalement que les infiltrations sont d'une manière générale responsables de 1/3 des accidents survenus aux barrages en remblai.

Chapitre 9

SELECTION ET TYPE DU BARRAGE

1. SELECTION DU SITE ET DU TYPE DE BARRAGE

1.1 Inventaire des sites potentiels et critères du choix

1.1.1 Localisation

Elle sera examinée, en relation avec les services de l'Hydraulique, de l'agriculture et des collectivités locales dans le but de localiser le barrage en tenant compte des besoins de la population en matière d'eau potable et de l'eau pour l'irrigation.

1.1.2 Sites Potentiels

Partant des données recueillies sur la zone d'intervention, il s'agira par la suite d'aboutir à une présélection des sites du barrage.

Cette présélection se fera en deux étapes :

- a) Dresser un inventaire des sites potentiels dans la zone retenue.
- b) Reconnaître les lieux par des études sommaires (A.P.S.) en vue de sélectionner les meilleurs sites compte tenu des conditions naturelles.

i : Critère de choix

Les principaux critères de choix pour un site de barrage sont :

- Les conditions physiques : topographie, géologie, géotechnique et hydrologie.
- Les impératifs économiques.

ii : Choix des sites

Trois situations peuvent se présenter en fonction de l'évaluation des critères indiqués ci-dessus :

- Sites favorables (catégorie 1)
- Il s'agit de sites pour lesquels subsistent seulement quelques inconnues à lever par des reconnaissances appropriées.
- Sites peu favorables (Catégorie 2)
- Les conditions géologiques, topographiques et ou hydrologiques sont médiocres. A ce stade ce type de site ne sera pas rejeté sauf s'il existe un autre site concurrentiel du premier type.
- Sites défavorables (Catégorie 3)
- Les conditions géologiques, topographiques et ou hydrologiques sont très mauvaises, ils devront donc être rejetée.

2. CHOIX DU SITE DU BARRAGE SIKKAK

La cuvette sera constituée essentiellement par deux branches formées par les vallées de l'Oued Sikkak et de l'Oued Chabet respectivement, qui confluent tout en amont du barrage avec un angle ouvert à 45° environ. Après la confluence, l'Oued Sikkak continue en direction Nord, s'engageant dans une gorge qui a une longueur de quelques centaines de mètres c'est la gorge choisie pour l'implantation du barrage.

Le site du barrage peut être atteint en partant de Tlemcen par la Route Nationale 22, en passant par le Chemin de Wilaya 38.

Le fond de la rivière est situé approximativement au niveau 178 m NGA et la largeur du lit alluvial est de 30 mètres environ, les flancs de la vallée montent jusqu'au niveau 250 m NGA et la largeur de la vallée, à la cote du sommet du barrage est de 535 m environ.

3. SELECTION DU TYPE DU BARRAGE

Deux axes d'implantation ont été sélectionnés d'une façon très schématique :

Le premier donnait lieu à un barrage d'environ 400 m de longueur à la côte 220 m NGA. Il intéressait des marnes en rive gauche, des grès au centre et en rive droite.

Le deuxième à environ 200 m plus aval avec une largeur d'environ 250 m, intéressait une épaisse couche d'argiles dans les flancs et des alluvions au centre qui recouvrent des bancs de grès, sus-jacents à des marnes.

Pour cela, il a été prévu deux solutions alternatives concernant le type de barrage

a. Barrage en Béton compacté au rouleau (BCR).

b. Barrage en matériaux meubles

A la suite de l'approfondissement de l'étude géologique de la zone relative au fond de la vallée, l'emploi d'un barrage à structure rigide (BCR) apparaissait malheureusement très problématique, du fait que les fondations auraient dû être assujetties à des tassements différentiels entre les deux rives et le fond de la vallée où le grès, dont l'épaisseur est réduite à quelques mètres seulement aurait fini par charger la formation argileuse des pélites bleues situées au dessous.

La réalisation d'un barrage en Béton compacté au rouleau (BCR) aurait donc demandé des excavations très profondes ayant une conséquence directe avec le coût de revient du barrage.

Cette solution n'est pas envisageable pour les raisons citées ci-dessus.

Le choix du type du barrage s'est porté naturellement sur le type barrage en terre (matériaux meubles) lequel, outre plus économique, donnerait la nécessaire garantie de sécurité vis à vis des tassements, en raison de sa propre déformabilité.

Les sondages effectués à divers emplacements montrèrent qu'il serait impossible de trouver un matériaux de qualité en quantité suffisante pour cela la solution digue en terre homogène est rejetée.

En définitif, on a choisi un schéma de barrage en matériaux meubles (du type zoné) avec recharges, à l'amont en tout venant calcaire, desquelles il y a une grande disponibilité dans la carrière d'Oujlida, à l'aval en grès provenant du déblai de l'évacuateur de crues et noyau central en colluvions argileuses en provenance des zones d'emprunt à l'intérieur du réservoir.

Les alluvions sablo-limoneuses de l'oued Sikkak seront employées sous forme de tout venant dans quelques zones du barrage pour lesquelles leur perméabilité assez limitée ne pose pas de problèmes.

La gorge du barrage est creusée dans un banc gréseux fissuré d'environ 30 m d'épaisseur dont la perméabilité demande le recours à un écran d'étanchéité qui se poursuivra, dans le fond de la vallée, jusqu'aux pélites imperméables et sur les flancs. Les débits élevés prévus pour l'évacuateur de creux et les places limitées à disposition ont fait choisir un déversoir à seuil curviligne fondé que le consistant et étendu affleurement de la rive droite.

Les critères de conception de crues sont intentionnellement très simples afin de réaliser des conditions de fonctionnement aussi simples.

Les conditions de fonctionnement ont été vérifiées par des essais sur modèle réduit au niveau du Laboratoire des Etudes Maritimes Alger, en faveur de la fiabilité et de la sécurité de l'ouvrage. Il s'agit donc d'un déversoir aligné avec le coursier de l'évacuateur de cru, celui-ci est tout à fait rectiligne jusqu'au bassin d'amortissement.

Pendant la phase travaux, la dérivation provisoire de l'Oued sera constituée par un tunnel, fondé sur la même barre gréseuse sur laquelle est fondé aussi l'évacuateur.

La galerie sera réemployée comme vidange de fond et abrite la conduite d'adduction

PARTIE 2 : Chapitre 9

4. DIMENSIONNEMENT DU BARRAGE

4.1 Détermination des côtes caractéristiques

Le niveau N_1 correspondant à la côte du point le plus bas du lit naturel du cours d'eau côté parement amont du barrage.

$N_1 = 178 \text{ m}$

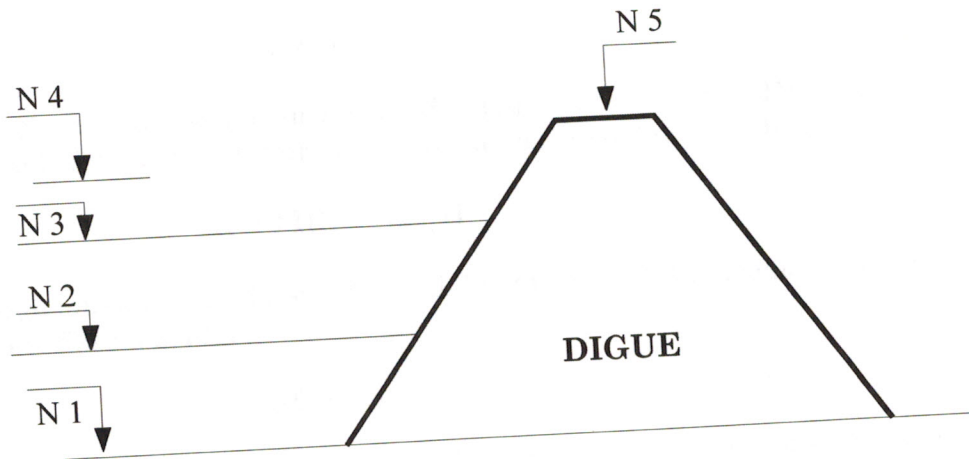


Figure 9.1 Détermination des cotes caractéristiques

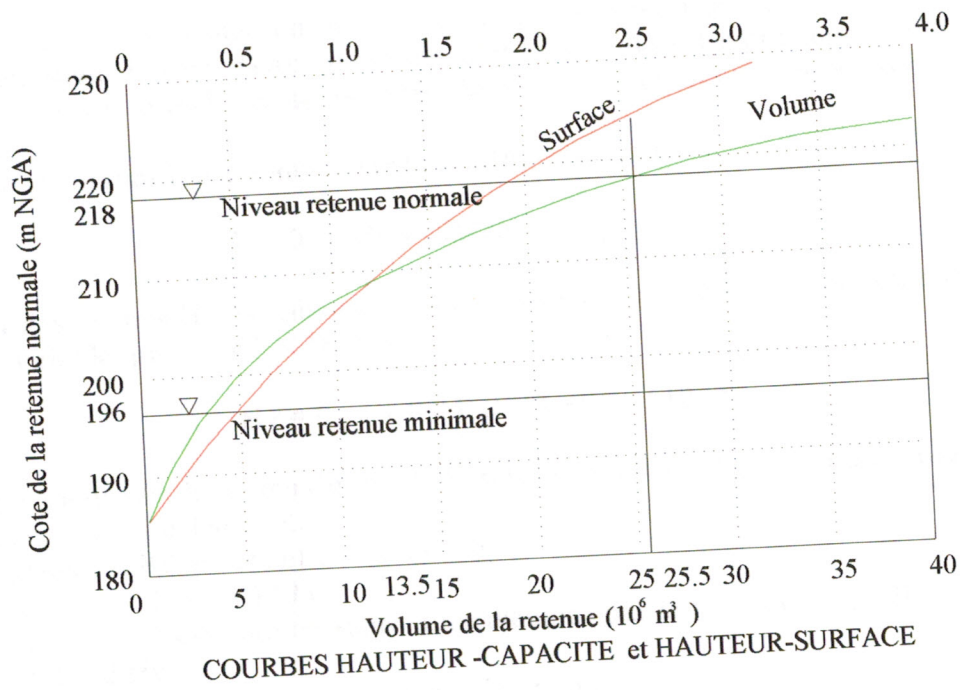


Figure 9.2 Courbe de remplissage

PARTIE 2 : Chapitre 9

4.3 Pentes des talus

Les pentes des talus sont fonction des résultats des investigations géotechniques. Les valeurs des pentes sont données sur le tableau 9.1 qui dépendent de la hauteur de la digue et de la nature des matériaux.

Tableau 9.1 Valeurs des pentes des talus en fonction de la hauteur et du type de barrage.

HAUTEUR DE DIGUE (m)	TYPE DE DIGUE	P E N T E	
		A M O N T	A V A L
0 - 5 (m)	1. Homogène	1/2.5	1/2
	2. A Zones	1/2	1/2
5 - 10 (m)	1- Homogène à granulométrie étendue.	1/2	1/2
	2- Homogène à fort % d'Argile	1/2.5	1/2.5
	3- A Zones.	1/2	1/2.5
10 - 20 (m)	1- Homogène à granulométrie étendue.	1/2.5	1/2.5
	2- Homogène à fort % d'Argile	1/3	1/2.5
	3- A Zones.	1/2	1/3
20 m et plus	1 - Homogène à granulométrie Etendue.	1/3	1/2.5
	2 - Homogène à fort % d'Argile	1/3.5	1/2.5
	3- A Zones.	1/3	1/3

La digue étant du type à zones, la hauteur du barrage étant supérieure à 20m
Les coefficients de pente sont 1/3 et 1/3

$$\frac{1}{m} = \frac{1}{3} \text{ et } \frac{1}{m'} = \frac{1}{3} \Rightarrow m = m' = 3$$

4.4 Largeur de base

La largeur de base est calculée selon le profil en travers de la digue.

$$B = b + (m + m') H_b$$

Avec

$m = m' = 3$ coefficient de pente

$H_b = 44,90$ m hauteur totale du barrage

$b = 8,50$ m largeur en crête.

$B = 8,50 + (3+3) 44,90$

$B = 277,90$ mètres

4.5 Les risbermes

Les risbermes sont nécessaires sur le talus aval afin de permettre un accès facile aux zones du talus pour d'éventuelles interventions d'entretien ou de réparation lors de l'exploitation du barrage.

Les risbermes sont prévus tous les 10 mètres leur largeur sera de 3 m afin de permettre la circulation des engins mécaniques.

5. ETUDE DE LA VARIANTE CHOISIE

Le Barrage de Ain-Youcef est un ouvrage de retenue en enrochement de type zoné et comportant un batardeau amont partiellement intégré.

Les grès offrent un comportement satisfaisant lors de la mise en place et du compactage pour être incorporés sans dispositions particulières dans les recharges amont et aval du barrage.

Ces enrochements de grès sont trop friables (Los Angelès=45% et $R_c=25\text{Mpa}$) pour être utilisés comme perré.

5.1 Batardeau

Le batardeau comporte un noyau argileux incliné, des géotextiles isolent le noyau du massif en enrochement aval ainsi que des enrochements de protection à l'amont.

Le recours à un noyau incliné permet entre autres d'installer un séparateur géotextile dans des conditions bien contrôlées. Les différentes zones de remblais peuvent être construites suffisamment à l'avance l'une de l'autre pour permettre d'étaler le géotextile à plat sur les pentes et ainsi s'assurer des chevauchements adéquats entre les différentes laizes. Cette technique de construction n'est pas possible pour un noyau vertical. En effet, dans ce dernier cas, les différentes zones doivent être montées simultanément ce implique l'installation d'un géotextile en dents de scie au gré des différentes levées de remblai.

Le recours à un massif en enrochement aval fondé au roc et supportant un noyau incliné peut permettre un débit d'infiltration non négligeable sans pour autant compromettre l'intégrité et la stabilité du batardeau.

5.1.1 Niveau de retenue et revanche

Sur la base des calculs hydrologiques pour une période de récurrence de 50 ans, le niveau d'eau en période de crue pourrait atteindre la cote 201,50m NGA. La crête du batardeau a été fixée au niveau 203,50m NGA et le sommet du noyau imperméable au niveau 202,50m NGA. Il a été vérifié que la surélévation du plan d'eau dû au vent et le déferlement de la vague sont inférieurs à 1,00m pour un vent de 100km/h.

5.1.2 Zones et dimensions

5.1.2.1 Généralités

La coupe type retenue pour le batardeau comporte trois zones distinctes ayant chacune leur fonction propre. La position relative minimale du batardeau par rapport à celle du barrage a été déterminée pour la section transversale maximale. Deux critères ont été appliqués pour fixer cette dimension à sa valeur minimale. Premièrement, un dégagement minimal de 5.00mètres entre le pied aval du batardeau et la transition amont a été considéré pour fins de construction. Et en second lieu, le noyau argileux du batardeau doit être localisé à l'extérieur de la recharge amont du barrage.

5.1.2.2 Massif en enrochements aval

Le massif en enrochements aval supporte le noyau argileux et assure la stabilité du batardeau. Sa géométrie est dictée par une largeur minimale de 6.00 mètres au niveau 202,50m NGA et des pentes de 1,5 Horizontal pour 1,0 Vertical. La largeur de 6.00 mètres est jugée minimale afin de placer convenablement le remblai en enrochements tout-venant.

PARTIE 2 : Chapitre 9

La pente de 1.5H : 1.0V quand à elle, a été adoptée pour favoriser une emprise minimale du batardeau. Afin d'assurer la stabilité des pentes du massif, les enrochements tout-venant requis devront présenter des propriétés mécaniques relativement élevées

5.1.2.3 Noyau argileux (voir annexe E)

Le noyau argileux fondé au roc assure l'étanchéité du batardeau. Sa géométrie est dictée par une largeur minimale de construction de 6,00 mètres au niveau 202,50 m NGA.

La pente amont du noyau (1,9H : 1,0V) a été fixée de façon à obtenir une épaisseur (perpendiculaire à la pente du massif) minimale au moins équivalente à 25% de la charge d'eau maximale. De plus, cette pente doit être stable à court et moyen terme pour permettre la construction du noyau avant la zone de protection amont et ainsi favoriser une installation convenable du géotextile. Ce dernier agit comme transition entre le noyau argileux et les remblais d'enrochement adjacents. Aucune injection du roc n'a été prévue sous le noyau. Seul un traitement de surface de la fondation rocheuse a été prévu pour assurer un bon contact roc-noyau.

5.1.2.4 Géotextile

Le géotextile requis pour la construction du batardeau doit être non tissé et constitué de fibre synthétique en polyester ou en polypropylène (voir tableau 9.2).

Tableau 9.2 caractéristique du géotextile

Le géotextile doit avoir les caractéristiques suivantes : EFFORT DE TENSION (N)	3500
CAN 2-4.2-M77	
METHODE 9.2	
ASTM 1682	MOYENNE
	3300
ALLONGEMENT A LA RUPTURE (%)	
CAN 2-4.2-M77	
METHODE 9.2	
ASTM 1682	MINIMUM
	65-95
DECHIRURE AMORCEE (N)	
METHODE TRAPEZOIDALE	
CAN 2-4.2-M77	MOYENNE
METHODE 12.2	
ASTM D-1117	MINIMUM
	1500
ECLATEMENT (MULLEN) (KPa)	
CAN 2-4.2-M77	MOYENNE
METHODE 11.1	
ASTM D-3786	MINIMUM
	1350
PERMEABILITE	
(x 10 ⁻¹ cm/sec)	
	1,6
OUVERTURE DE FILTRATION	
(FOS) (MICRONS)	
EPAISSEUR (mm)	
CAN 148.1 No 3-M85	
METHODE 37	
ASTM D-1777	
	50-65
TYPE DE FIBRES	
	POLYESTER OU POLYPROPYLENE
TYPE DE CONSTRUCTION	NON-TISSE AIGUILLETE
	7,2



Photo 9.1 Mise en place du géotextile



Photo 9.2 Mise en place géotextile et compactage de l'argile du noyau

5.1.2.5 Protection amont

La zone de protection amont recouvre et protège le noyau argileux du batardeau et par le fait même, vu le caractère permanent de ce dernier, elle protège également le pied amont du barrage. Sa géométrie est dictée par une largeur minimale de construction de 6.00 mètres au niveau 202,50 m NGA. La pente amont du noyau a été fixée à 3,5 H : 1,0 V de façon à obtenir une masse suffisante d'enrochement pour assurer la stabilité du batardeau en cas de variation brusque du niveau d'eau (décrue ou vidange rapide). De plus, cette pente doit être stable à long terme pour garantir la pérennité du pied amont du barrage. Les enrochements de cette zone, vu les caractéristiques de durabilité et de libre drainage exigées, devront impérativement être constitués de roche calcaire.

5.2 Barrage

5.2.1 Niveau de retenue et revanche

Les critères retenus pour établir la revanche sont donnés ci-après. Ces critères sont conformes aux normes américaines relatives à la sécurité des barrages.

- La crête du barrage doit être à au moins 1,50 mètres au-dessus de la crue maximale probable (CMP)
- Le noyau imperméable doit être à au moins 0,50 mètre au-dessus de la crue maximale probable (CMP)

La crue maximale probable a été considérée égale à la crue millénaire donnant ainsi un niveau d'eau de 221,60m NGA.

De façon sécuritaire, le niveau en crête a été fixé à 222,90 mètres NGA et le niveau du noyau à 221,90 mètres NGA. Le niveau choisi assure une revanche de 2,50 mètres au-dessus du niveau de retenue normal. Il y a lieu de signaler que la revanche requise tient compte de la surélévation du plan d'eau du au vent et du déferlement des vagues .

5.2.2 Géométrie de la crête et des pentes du barrage

Le niveau de la crête du barrage a été fixé à la cote 222,90 mètres NGA, les pentes amont et aval du barrage ont été fixées à 2,3 H : 1,0 V.

5.2.3 Recharges Amont et Aval

Les zones de recharge amont et aval ont été prévues presque exclusivement en enrochements tout-venant grés. Seul un masque de 10,00 mètres de largeur dans la face amont du barrage a été prévu en enrochement tout-venant calcaire afin de s'assurer de la bonne tenue du perré amont. Cette conception repose cependant sur l'hypothèse de comportement acceptable des enrochements tout-venant grés. Cette hypothèse doit être confirmée par la réalisation d'une planche d'essais au chantier avant la construction du barrage.

Une largeur minimale de zone de 6,00 mètres a été prévue pour permettre une mise en place convenable des enrochements de grés.

5.2.4 Perré et enrochements de protection

Sur la base des calculs hydrologiques pour un vent de référence de 100km/h, une zone (4) de perré de 0.80 mètre d'épaisseur a été prévue sur la face amont du barrage entre les niveaux 203.50 m NGA et 222.90m NGA. Ce perré est constitué d'enrochement calcaire sélectionné de masse variant de 35 kg (0.25m), à 1140kg(0.80 m).

Un masque de 0.50 mètre d'épaisseur en enrochement calcaire concassé 0-300 mm (zone 3) a été prévu pour la protection de la face avale du barrage entre les élévations 219.00 m NGA et 222.90 m NGA.

5.3 Injection et consolidation de la fondation

L'injection des fondations du barrage a pour but de limiter les pertes d'eau dans le roc. Deux types d'injection sont nécessaires afin d'obtenir une fondation étanche (perméabilité $<10^{-7}$ m/s) : l'injection de rideau et l'injection de consolidation. L'injection de rideau consiste à injecter un coulis de ciment dans une seule rangée de trous jusqu'à une profondeur atteignant 2.00 mètres à l'intérieur de la formation des pélites bleues.

Un pendage vers l'amont, de 20° par rapport à la verticale est prévu pour intercepter convenablement les familles de joints sub-verticaux observées dans la fondation du barrage.

Une galerie d'injection est nécessaire tout au long du barrage afin d'avoir un accès permanent sous le noyau et de ce fait avoir la possibilité de revenir ultérieurement réinjecter des zones déficientes si nécessaire. Cette galerie sera complètement enfouie dans le rocher pour éviter une surcharge de remblai au niveau de la voûte et une perturbation des opérations lors de la mise en place des matériaux argileux du noyau. Deux plots d'essais seront réalisés, un sur chaque rive, afin de finaliser la conception et l'étendue du rideau d'injection nécessaire pour obtenir la performance requise (efficacité du rideau).

L'injection de consolidation consiste en une injection de toute la surface du roc

recouverte par la zone du noyau pour éliminer toute résurgence sous celui-ci et limiter les tassements par le remplissage des joints horizontaux. Cette injection permet également dans une certaine mesure d'améliorer la résistance mécanique de la masse rocheuse par le remplissage des fissures avec du coulis de ciment.

5.4 Filtre et transition (voir annexe E)

La conception des zones de filtre (zone 2) et de transition (zone 3) du noyau (zone 1) a été faite en fonction des critères de filtre couramment utilisés dans le domaine des barrages. Le filtre et la transition sont mis en place pour protéger le noyau argileux. L'éventualité d'une vidange rapide requiert également la présence du filtre et de la transition du côté amont du noyau.

La largeur des zones de filtre et de transition a été fixée à 3,00 mètres. Cette largeur est considérée comme minimale afin de les placer de façon convenable. Cependant, près de la crête du barrage, soit à partir du niveau 218,00 mètres NGA, la largeur de ces zones se réduit

La largeur des zones de filtre et de transition a été fixée à 3,00 mètres. Cette largeur est considérée comme minimale afin de les placer de façon convenable. Cependant, près de la crête du barrage, soit à partir du niveau 218,00 mètres NGA, la largeur de ces zones se réduit progressivement afin de faciliter le zonage de la crête du barrage.

Une zone de filtre 2 et une zone de transition 3 de 1,00 mètre d'épaisseur ont été également prévues sous les recharges amont et aval afin de satisfaire aux critères de filtre entre les enrochements de tout-venant grès et les matériaux constituant la fondation du barrage (alluvions dans le lit de l'oued et élutions argileuses en rive gauche).

Une transition en pierre calcaire concassée 0-300 mm (zone 6) a également été prévue en crête amont du barrage, entre la zone du perré (zone 4) et la transition adjacente au filtre (zone 2). L'épaisseur de cette zone a été fixée à 0,50 mètre.

Les matériaux des zones de filtre 2 et de transition 3 pourront vraisemblablement être produit par concassage, tamisage et lavage des alluvions de l'Oued Sikkak (TVO). Par contre, les matériaux de la zone 4 devront être produits par concassage primaire de la roche calcaire.

La largeur des zones de filtre et de transition a été fixée à 3,00 mètres. Cette largeur est considérée comme minimale afin de les placer de façon convenable. Cependant, près de la crête du barrage, soit à partir du niveau 218,00 mètres NGA, la largeur de ces zones se réduit progressivement afin de faciliter le zonage de la crête du barrage.

Une zone de filtre 2 et une zone de transition 3 de 1,00 mètre d'épaisseur ont été également prévues sous les recharges amont et aval afin de satisfaire aux critères de filtre entre les enrochements de tout-venant grès et les matériaux constituant la fondation du barrage (alluvions dans le lit de l'oued et élutions argileuses en rive gauche).

Une transition en pierre calcaire concassée 0-300 mm (zone 6) a également été prévue en crête amont du barrage, entre la zone du perré (zone 4) et la transition adjacente au filtre (zone 3). L'épaisseur de cette zone a été fixée à 0,50 mètre.

Les matériaux des zones de filtre 2 et de transition 3 pourront vraisemblablement être produit par concassage, tamisage et lavage des alluvions de l'Oued Sikkak (TVO). Par contre, les matériaux de la zone 6 devront être produits par concassage primaire de la roche calcaire.

5.5 protection des talus

Les talus doivent être protégés contre les dangers d'érosion provoqués par les vagues (houles) de la retenue, par le ruissellement de la pluie ou par le vent. Il est nécessaire de prévoir une protection contre les animaux qui peuvent creuser des terriers.

5.5.1 Protection du talus Amont

La protection du talus amont exposé aux vagues est assurée par un enrochement pose pêle-mêle selon « Gaillard » l'épaisseur minimum de cette couche est donnée par la relation suivante :

$$e = C V^2$$

où

V désigne la vitesse des vagues exprimée en m/s et est égale à 3,798 m/s

C coefficient qui dépend de la pente du talus et de la densité spécifique γ_s de l'enrochement utilisé.

Ce coefficient C est donné par le tableau 9.3

Tableau 9.3 Tableau donnant la valeur du coefficient C

Densité Spécifique	$\gamma_s = 2,5 \text{ t/m}^3$	$\gamma_s = 2,65 \text{ t/m}^3$	$\gamma_s = 2,80 \text{ t/m}^3$
1/12	0,240	0,02	0,020
1/4	0,027	0,022	0,022
1/3	0,028	0,0245	0,029
1/2	0,031	0,028	0,026
1/1,5	0,036	0,032	0,030
1	0,047	0,041	0,032

D'après les essais au laboratoires (voir tableau 3.19) $\gamma_s = 2,44 \text{ t/m}^3 \sim 2,5 \text{ t/m}^3$ et la pente = 1/3 $\Rightarrow C = 0,028$

alors $e = 0,028 \times (3,798)^2 = 0,40 \text{ m}$

Quand aux dimensions des éléments, elles seront telles que 50% de l'enrochement soient constituées de blocs d'un poids égal ou supérieur au poids calculé par la formule suivante :

$$W = 0,52 \gamma_s e^3 = 0,0812 \text{ t} \quad \text{soit } 81,20 \text{ kg}$$

5.5.2 Protection du talus aval

5.5.2.1 Drain prismatique aval

Le drain prismatique où la butée drainante joue le rôle de mur de pied contrebutant l'extrémité aval du massif.

Elle est ancrée dans l'assise afin d'éviter le contournement des eaux et d'augmenter sa résistance en tant que butée.

La largeur supérieure est de 3,00 m et sa hauteur est prise égale à la valeur qui varie de 1/4 à 1/6 de la hauteur totale de la digue. On considère $h = 11,225 \text{ m}$.

5.5.2.2 Drain horizontal

Il est formé d'un tapis de matériaux drainants d'une épaisseur constante et d'une longueur qui pourrait être de l'ordre de 15 à 25 m de la base du barrage à partir du pied amont de la butée drainante.

5.5.2.3 Drain vertical

Le drain est placé au centre de la digue, il est composé généralement de graviers utilisées pour l'enrochement du talus amont, il a une épaisseur de 1 à 2 m environ. La hauteur du drain doit atteindre la ligne de saturation.

Le rôle de ce drain est de:

- évacuer les eaux infiltrées dans le massif du barrage.
- baisser la ligne phréatique
- éviter la sortie de l'écoulement dans le talus aval.

Ce type de drain constitue une solution efficace pour intercepter les eaux d'infiltration.

Chapitre 10

**ANALYSE DESCRIPTIVE DES ZONES D'EMPRUNT
DES MATERIAUX DU BARRAGE SIKKAK****1. EMLACEMENT ET DONNEES GEOLOGIQUES**

Les éléments concernant la position des carrières pour la formation du barrage et pour les agrégats pour béton, ainsi que les caractéristiques géotechniques des différents matériaux, ont été collectés pendant la campagne de recherches. Les zones repérées sont situées comme il est indiqué dans la description suivante.

1.1 Colluvions argileuses

Ont été trouvées deux zones d'emprunt des argiles : la zone A1, à une distance de Un (01) kilomètre, à l'amont du site du barrage, à la confluence entre les oueds Sikkak et Chabet, et la zone A2, à une distance de (deux) 2 km, en aval du barrage, pas loin de la confluence entre les oueds Sikkak et Amiguer.

Les colluvions argileuses sont des produits éluviaux de pélites burdigaliennes, remaniées par les mouvements de masse de la couche superficielle. Généralement de granulométrie fine, englobant toutefois des débris rocheux, ces dépôts présentent une plasticité et une consistance moyennes et occupent des surfaces importantes mais de faible épaisseur, de couleur rougeâtre, ces colluvions passent localement de limon à de l'argile plastique, ces colluvions peuvent être utilisées comme matériaux pour le noyau.

1.2 Alluvions

Il s'agit d'alluvions hétérogènes sableuses, avec passages latéraux à limon ou à gravier argileux. Ces sédiments affleurent dans la zone A1 et sont, en général, cachés sous des colluvions argileuses rougeâtres de 2 à 4m d'épaisseur. Ces matériaux peuvent être utilisés pour les recharges et tout-venant du barrage, et pour les transitions.

1.3 Grés burdigalien

Ces sédiments sont largement représentés dans la zone du barrage et constituent en fait la roche de fondation des appuis des ouvrages. La rive droite de la gorge est constituée par une barre gréseuse sur laquelle on prévoit la construction de l'évacuateur des crues.

Il s'agit d'une barre ayant une épaisseur d'environ 30 m constituée par du grés fissuré stratifié à ciment carbonique. Les grés, à cause de leur faible résistance à la compression, ne peuvent pas être prévus pour des enrochements ou pour le « perré », ils pourraient toutefois être employés sous forme de grés désagrégé comme recharge aval du barrage.

1.4 Pélites bleues

Ces matériaux affleurent à la sortie de la gorge en rive droite, l'épaisseur de la couche est de 6m environ.

Ces sols, pélites consistances bleuâtres et, parfois pélites marneuses, ne sont pas utilisables comme matériaux pour le noyau du barrage, car ils présentent une teneur en carbonates élevée, ce qui comporte un risque sensible de micro-fissuration en cas de retrait.

1.5 Calcaires de la carrière d'Oujlida

A 30 km de distance du site du barrage, Au nord de Tlemcen, se trouve une carrière de calcaire jurassique gris clair, stratifié et fissuré.

Le karst a altéré le rocher jusqu'à une profondeur de 15 à 20 m, les couches d'épaisseur entre 0.4 et 0.9 m sont subhorizontales.

Ces matériaux, en blocs sélectionnés, peuvent être exploités pour le protection du parement amont du barrage, tandis que le tout-venant peut constituer la recharge amont.

Après des opérations de concassage et sélection, ce matériau peut être utilisé pour les transitions et drains ainsi que pour les agrégats à béton.

2. VOLUMES DISPONIBLES

Pour la construction du barrage en matériaux meubles avec noyau d'argile, on dispose des matériaux suivants :

- argiles colluviales : environ 260.000 m³ pour les noyaux (barrage et batardeau) .
- Alluvions sablo-limoneuses de l'Oued Sikkak : 200.000 m³. Ces alluvions se situent au dessous des colluvions argileuses.
- Grés tendres : volumes largement suffisants à satisfaire à toutes les exigences du projet.
- Calcaire de Oujlida : volumes largement suffisants à satisfaire pour les enrochements, les recharges calcaires, des drains, la protection des parements du barrage et les granulats pour béton.

3. UTILISATION DES MATERIAUX.

3.1 Noyau

Pour cette zone du barrage et du batardeau il est possible d'utiliser des colluvions argileuses.

Néanmoins l'exploitation des zones d'emprunt devra être faite avec beaucoup de soins : les couches plus particulièrement détritiques ou organiques devront être éliminées et mises en dépôt

Le matériau sera mis en place par couches ne dépassant pas 30 cm d'épaisseur après compactage et présentant une densité en aucun cas inférieure à la densité sèche maximum de l'essai Proctor standard à l'énergie de 60 tm/m³. La perméabilité, après mise en place, ne devra pas dépasser 5×10^{-8} cm/s. Le teneur en eau devra être comprise entre -1 et + 2% de l'optimum Proctor.

Au cours de la campagne de recherches au début des travaux, l'entrepreneur devra définir en détail les zones à exploiter et les modalités d'extraction et de mise en place (sélection, arrosage, etc..) pour respecter les caractéristiques limites prescrites.

En outre, il faudra définir en détail les propriétés géotechniques suivantes :

- Les résistances au cisaillement, les gonflements des niveaux les plus plastiques.
- Des contrôles minéralogiques devront également être effectués ; analyses au microscope électronique, aux rayons X et thermo-différentielles.
- La couche d'argile entre la superficie extérieure de la galerie, qui traverse le noyau même, sera réalisé avec les mêmes prescriptions.
- Les remblais calcaires amont du barrage et du batardeau sont constitués de tout venant de la carrière de oujlida. Après compactage, sur des épaisseurs ne dépassant pas 50 cm, la densité sera d'au moins 2.0 t/m³.
- Les transitions calcaires seront constituées de matériaux provenant de la carrière de oujlida. Les courbes granulométriques seront établies après les essais à faire dans les carrières autorisées.

- Les remblais aval du batardeau et du barrage en alluvions out venant devront avoir un diamètre maximum de 25 mm, les éléments inférieurs à 2 mm et 50 % tandis que la fraction inférieure à 0.075 mm ne devra pas dépasser 20 %.

3.2 La transition alluviale

La transition alluviale du barrage devra avoir 30 mm de diamètre maximale des grains et la fraction passant à 2 mm entre 85 % et 70% tandis que la fraction inférieure à 0.075 mm ne devra pas dépasser le 45 %.

Les alluvions qui seront utilisées pour les zones de transitions seront examinées du point de vue de la nature de la fraction fine pour s'assurer que celle ci ne soit pas cohésive.

3.3 La recharge avale

La recharge avale du barrage est constituée de grés provenant des fouilles de l'évacuateur de crues. Puisqu'on a relevé dans la formation gréseuse une alternance de couches plus dures, on prévoit de sélectionner la partie la plus grossière et résistante. Ce matériau sélectionné sera placé dans la portion extérieure de la recharge aval tandis que le matériau tout venant sera placé à l'intérieur de la même recharge. Les prescriptions seront définies et révisées d'après les résultats des essais d'exploitation, de compactage et de perméabilité « in situ ».

3.4 Les filtres

Pour les filtres on pourra utiliser, après crible et lavage les alluvions sablo-limoneuses de l'Oued Sikkak. Quel que soit le système de construction la densité relative après compactage ne devra en aucun cas être inférieure à 75 %. Les filtres auront une granulométrie comprise entre 0.1 et 3 mm.

3.5 Le Drainage

Ils seront constitués de matériau calcaire saint et durable obtenu par concassage et sélection du matériau provenant de la carrière d'Oujlida.

3.6 Enrochement Amont

Il s'agit d'une couche de blocs calcaires de la carrière d'Oujlida reposant sur un lit de tout venant de la même carrière. Dans le but de bien serrer l'enrochement, les blocs les plus petits seront mis en place entre les plus gros.

3.7 Enrochement Aval

Pour la protection du parement aval, il sera utilisé le même matériau calcaire sous forme de rip-rap d'environ 40 cm d'épaisseur, la granulométrie sera comprise entre 5 et 200 mm.

3.8 Colmatages

Tous les matériaux provenant des fouilles peuvent être mises en place en colmatage à condition que l'épaisseur des couches ne dépassera pas 50 cm après compactage et la valeur limite du poids spécifique ne dépendra pas en dessous de $1,8 \text{ t/m}^3$. Des contrôles supplémentaires sont à effectuer in situ et en laboratoire en phase de construction sur les alluvions et sur le grés désagrégé. Enfin, il faudra étudier plus en détail les caractéristiques géotechniques des calcaires de la carrière.

Chapitre 11

ANALYSE DES CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DES MATERIAUX DE LA DIGUE DU BARRAGE SIKKAK.

1. INTRODUCTION :

Souvent la géologie du site d'un barrage et les caractéristiques géotechniques du sol d'assise font partie des paramètres guides du choix du mode de construction adopté par les concepteurs. Ainsi, avant d'utiliser un sol, il est de règle d'effectuer son identification. Cette procédure permet d'orienter les analyses géotechniques et surtout de réaliser une classification des matériaux rencontrés. Les paramètres nécessaires pour cette classification sont aussi bien physico-chimiques que mécaniques. Le but de ce chapitre est de donner un aperçu du sol d'assise, sa constitution lithologique, ses caractéristiques physiques et mécaniques ainsi que les investigations effectuées afin de sélectionner les matériaux d'emprunt nécessaires à la construction du corps du barrage.

2. DESCRIPTION DES ESSAIS DE LABORATOIRE EFFECTUES :

2.1 Essais physiques :

2.1.1 Poids volumique humide γ_h :

Il est défini comme étant le rapport du poids humide de l'échantillon testé à son volume. L'échantillon de forme quelconque est pesé à son état humide puis paraffiné. Il est pesé une seconde fois pour tirer le poids de la paraffine ensuite il est pesé dans l'eau afin de pouvoir tirer son volume en appliquant la théorie d'Archimède.

2.1.2 Teneur en eau ω (%) :

C'est le rapport du poids de l'eau au poids des matériaux solides après dissécation de celles-ci (exprimée en %). Il est prélevé généralement 30 à 50 g de matériau pour les sols fins, 1 à 3 kg pour les sols grossiers. L'échantillon est pesé à sa teneur en eau naturelle puis passé à l'étuve jusqu'à ce que son poids reste constant. Il est pesé une seconde fois pour tirer son poids sec d'où le poids de l'eau.

2.2 Essais mécaniques :

2.2.1 Essai Proctor Normal :

2.2.2 Essai de gonflement :

2.2.3 Essai de compressibilité à l'oedomètre :

2.2.4 Essais de cisaillement :

2.2.4.1 Cisaillement à la boîte :

La résistance au cisaillement dépend en plus de la contrainte normale σ , de deux paramètres C et ϕ appelés respectivement cohésion et angle de frottement interne. L'essai de cisaillement rectiligne vérifie l'équation empirique connue sous le nom de loi de Coulomb :

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \phi$$

où

τ est la résistance au cisaillement, σ : la contrainte normale à la surface de rupture appliquée aux particules solides, ϕ : angle de frottement interne et c : la cohésion

2.2.4.2 La cohésion.

L'éprouvette de sol est placée entre deux demi-boîtes superposées dont le plan de séparation impose le plan de cisaillement. On applique un effort N par l'intermédiaire d'un piston et de ses bases pleines ou poreuses et on maintient N constant. On applique ensuite un effort de cisaillement T en imposant un déplacement relatif des deux demi-boîtes généralement à vitesse constante. L'essai est répété pour différentes charges verticales puis on porte sur un diagramme en abscisse les contraintes normales et en ordonnée les contraintes tangentielles de rupture correspondantes, on obtient une ligne droite dont l'inclinaison sur l'horizontale est une mesure de l'angle de frottement interne φ , et l'ordonnée à l'origine est la cohésion C .

3. ANALYSE DU SOL EN PLACE :

3.1 Description :

Une série de 23 sondages carottés ont été exécutés au niveau de la cuvette du barrage. Ces sondages ont été poussés entre 35 et 48 m de profondeur. Ils ont permis en plus de la récupération d'échantillons intacts, de révéler l'existence de la lithologie suivante du sous-sol :

3.1.1 La formation d'alluvions :

3.1.1.1 Description :

Il s'agit d'alluvions d'oued de formes arrondis comportant une proportion importante de sable et de gros cailloux.

3.1.1.2 Caractéristiques géotechniques :

Les résultats des essais géotechniques réalisés sont récapitulés dans le tableau 11.1:

Tableau 11.1 Caractéristiques géotechniques

Essai	γ_h (t/m ³)	C' (bar)	φ (°)
1	2.00	0	33
2	1.91	0	30
3	1.80	0	32
4	1.76	0	27
5	1.72	0	29
6	1.79	0	29

Les valeurs moyennes retenues :

- $\gamma_h = 1.83$ t/m³
- $C' = 0$
- $\varphi = 30^\circ$

3.1.2 La formation gréseuse :

3.1.2.1 Description :

Il s'agit d'un grès à ciment calcaire très dur, de couleur blanchâtre à grisâtre.

3.1.2.2 Caractéristiques géotechniques :

Les résultats des essais géotechniques réalisés sont récapitulés dans le tableau 11.2:

Tableau 11.2 Caractéristiques géotechniques

Essai	γ_h (t/m ³)	C' (bar)	φ (°)
1	2.25	0.33	34
2	2.15	0.25	36
3	2.10	0.70	32
4	2.30	0.05	34
5	2.22	0.00	30
6	2.18	0.58	38

Les valeurs moyennes retenues :

- $\gamma_h = 2.20 \text{ t/m}^3$
- $C' = 0.32 \text{ bar}$
- $\varphi' = 34^\circ$

3.1.3 La couche de pélite bleue :

3.1.3.1 Description :

Elle se présente sous un faciès géologique d'une argile.

3.1.3.2 Caractéristiques géotechniques :

Les résultats des essais géotechniques réalisés sont récapitulés dans le tableau 11.3:

Tableau 11.3 Caractéristiques géotechniques

Essai	$\gamma_h \text{ (t/m}^3\text{)}$	$C' \text{ (bar)}$	$\varphi' \text{ (}^\circ\text{)}$
1	2.40	0	40.6
2	1.95	0.01	35.9
3	2.30	0	32.0
4	2.30	0	39.5
5	2.60	0.015	42.8
6	2.10	0	43.0

Les valeurs moyennes retenues :

- $\gamma_h = 2.28 \text{ t/m}^3$
- $C' = 0$
- $\varphi' = 39^\circ$

3.1.4 La formation pélito-gréseuse :

3.1.4.1 Description :

Il s'agit d'une pélite de couleur bleue comprenant des concrétions gréseuses. Les essais ont été réalisés sur des échantillons dépourvus de grès.

3.1.4.2 Caractéristiques géotechniques :

Les résultats des essais géotechniques réalisés sont récapitulés dans le tableau 11.4:

Tableau 11.4 Caractéristiques géotechniques

Essai	$\gamma_h \text{ (t/m}^3\text{)}$	$C' \text{ (bar)}$	$\varphi' \text{ (}^\circ\text{)}$
1	2.35	0.10	32
2	1.95	0.02	38.1
3	2.29	0	42
4	2.35	0.01	30.3
5	2.20	0	35
6	2.42	0.20	41

Les valeurs moyennes retenues :

- $\gamma_h = 2.26 \text{ t/m}^3$
- $C' = 0.06 \text{ bar}$
- $\varphi' = 36.3^\circ$

3.1.5 La formation grésopélitique :

3.1.5.1 Description :

C'est un banc de grès fragmenté comprenant des passées de pélite bleue.

3.1.5.2 Caractéristiques géotechniques :

Les résultats des essais géotechniques réalisés sont récapitulés dans le tableau 11.5:

Tableau 11.5 Caractéristiques géotechniques

Essai	γ_h (t/m ³)	C' (bar)	ϕ (°)
1	2.23	0	40
2	2.37	0.3	38.2
3	2.30	0.2	39
4	2.20	0	37.6
5	2.35	0	40
6	2.34	0	33.7

Les valeurs moyennes retenues :

- $\gamma_h = 2.30$ t/m³
- C' = 0
- $\phi' = 38^\circ$

L'ensemble des résultats moyens obtenus et retenus pour la suite de l'étude sont récapitulés dans le tableau 11.6:

Tableau 11.6 Caractéristiques géotechniques moyennes retenues

Couche	γ_h (t/m ³)	C'(bar)	ϕ (°)
• Alluvions	1.83	0.00	30
• Formation gréseuse	2.20	0.32	34
• Pélite bleue	2.28	0.00	39
• Formation périto-gréseuse	2.26	0.06	36.3
• Formation gréso-pélitique	2.30	0.00	38

4. MATERIAUX CONSTITUANT LE CORPS DU BARRAGE :

Les prospections réalisées à proximité du site du barrage ont révélé l'existence de plusieurs zones d'emprunt riches en matériaux nécessaires à la construction de la digue :

- Une zone dénommée AI, située à environ 0.50 km à l'amont du barrage, riche en alluvions (84 000 m³) et en argile (255 000 m³).
- Une zone sise au niveau du plateau d'El Haffarya à 1 km en amont du barrage, cette zone serait un plateau ancien d'alluvions.
- Une zone dénommée AII, située à environ 1.50 km à l'aval du barrage, riche en argile (39 900 m³).
- La gorge de Sidi Ezzehar, distante du site du barrage de 1.50 km, présente une barre de 20 m d'épaisseur. Ce gisement contribue à la production de 180 000 m³ de grès sélectionné et de 60 000 m³ de T.V.grès.
- Une carrière de calcaire (en exploitation), distante de 30 km de l'emplacement du projet, pourrait produire 250 000 m³ de T.V calcaire, 12 000 m³ de Perré, 38 000 m³ de Rip-rap et d'agrégats pour la confection des bétons.

4.1 Zone de matériaux argileux (AI) :

Afin d'identifier et de tester les matériaux extraits de ce gisement, 37 tranchées ont été exécutés dans cette zone. Ces tranchées ont mis en évidence l'existence de la coupe de sol type représentée par la figure 11.1 :

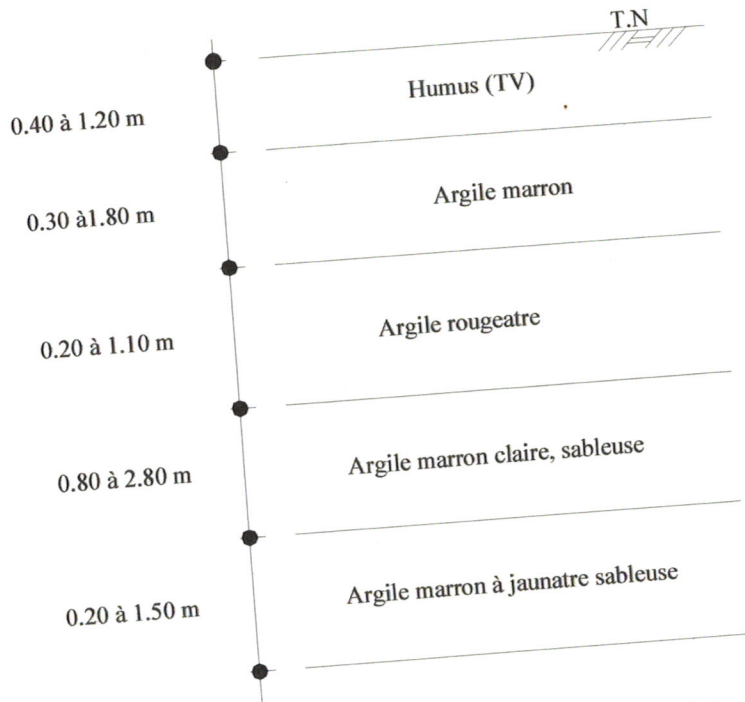


Figure 11.1 Coupe type de tranchée

Les essais réalisés sur ces matériaux sont :

4.1.1 Essais physiques :

4.1.1.1 Granulométrie :

Les essais granulométriques ont été réalisés sur des échantillons prélevés entre 0.90 et 5.20 m de profondeur pour les différentes tranchées. Au total 54 essais ont été effectués. Les tamisats à 2 mm varient entre 75 et 100 % et les tamisats à 80 microns entre 34 et 96 %. Les valeurs moyennes sont les suivantes :

- Tamisat à 2 mm : 97 %.
- Tamisat à 80 microns : 88 %.

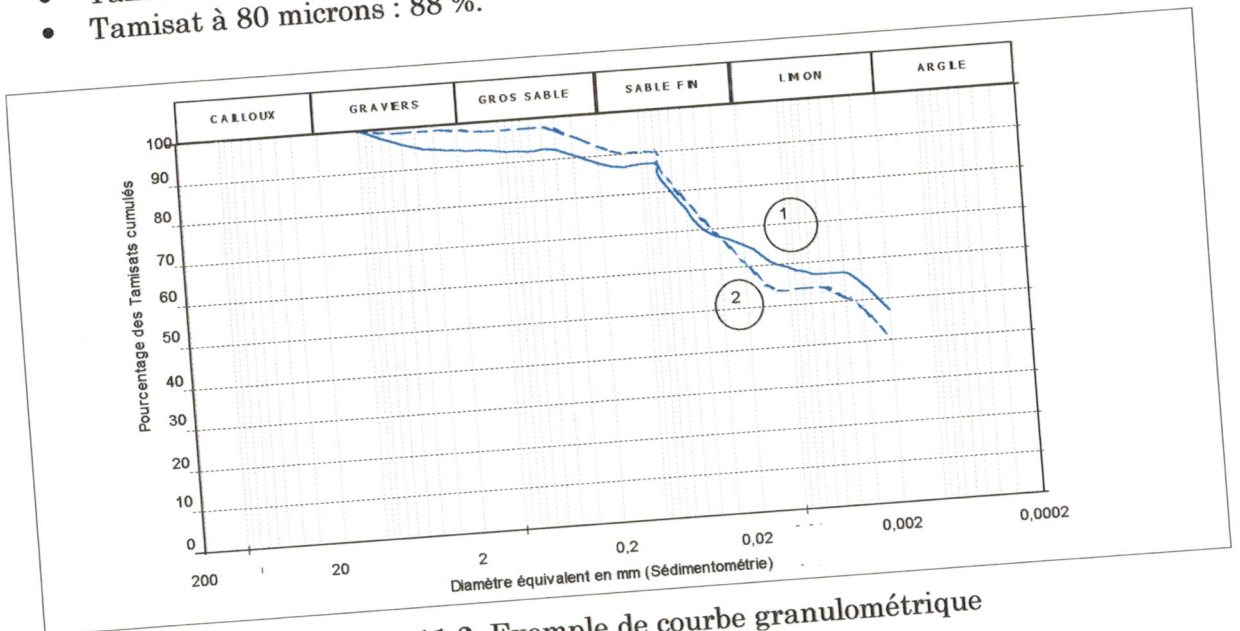


Figure 11.2 Exemple de courbe granulométrique

4.1.1.2 Limites d'Atterberg :

51 échantillons ont été soumis à l'essai afin d'apprécier leur degré de consistance. La limite de liquidité obtenue varie entre 23 et 65 % et l'indice de plasticité déduit entre 6 et 31 %. Les valeurs moyennes de ces caractéristiques sont :

- Limite de liquidité ω_L : 42.3 %
- Indice de plasticité I_P : 18.5 %

Ces valeurs traduisent l'existence d'un sol de plasticité moyenne.

4.1.1.3 Poids volumique humide :

Les valeurs obtenues varient entre 1.72 et 2.07 t/m³ avec une moyenne sur 51 valeurs de 1.90 t/m³.

4.1.1.4 Teneur en eau :

Les résultats des essais effectués donnent des valeurs de la teneur en eau variant entre 5.02 et 24.76 %. La moyenne de tous ces résultats est de 15.8 %.

4.1.1.5 Densité sèche :

Le poids volumique sec est déduit à partir des valeurs du poids volumique humide et de la teneur en eau. Il varie entre 1.39 et 1.79 t/m³ avec une valeur moyenne de 1.64 t/m³.

4.1.2 Essais mécaniques :**4.1.2.1 Essai Proctor :**

Six essais ont été réalisés. Les résultats de ces essais sont consignés dans le tableau 11.7 :

Tableau 11.7 Résultats des essais Proctor

N° de l'essai	γ_d max. (t/m ³)	ω_{opt} (%)
1	1.68	14.0
2	1.66	12.0
3	1.54	16.0
4	1.75	16.0
5	1.71	14.0
6	1.71	14.0

Les valeurs moyennes :

- $\gamma_d = 1.68$ t/m³
- $\omega = 14.3$ %

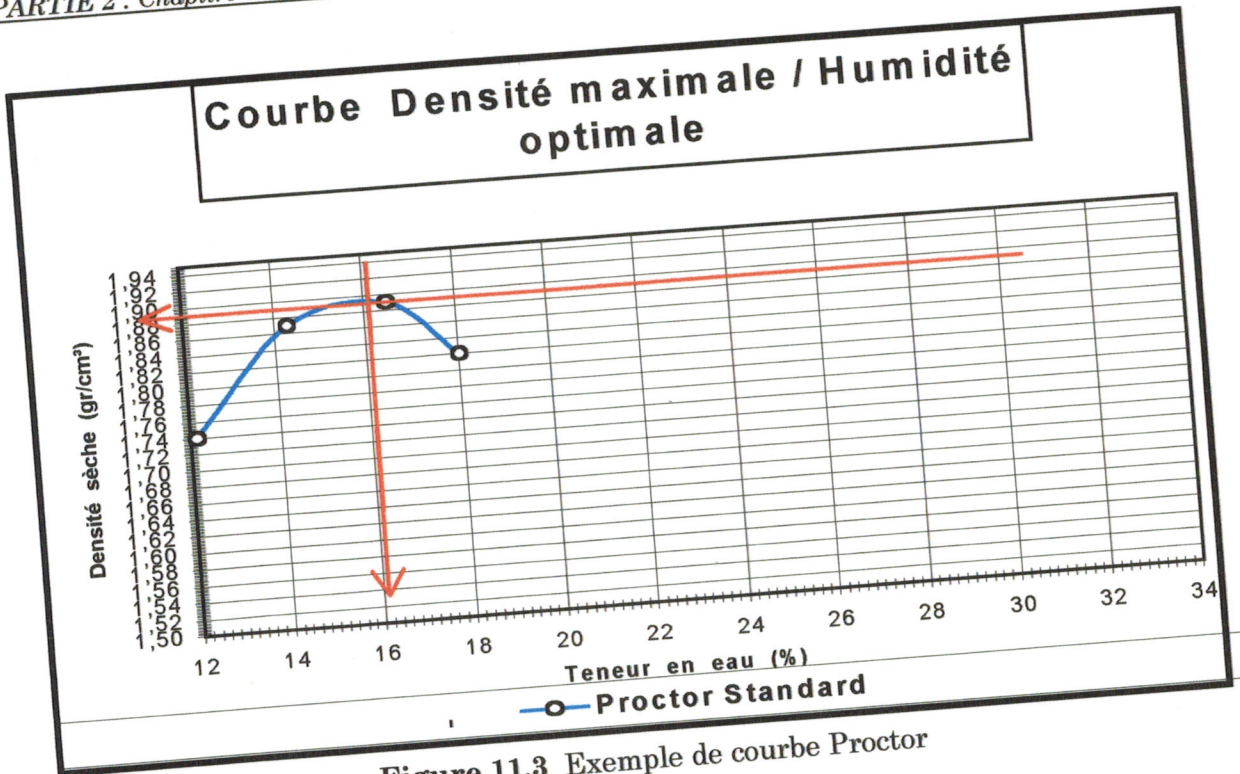


Figure 11.3 Exemple de courbe Proctor

4.1.2.2 Essai de gonflement :

Deux essais ont été réalisés sous une contrainte de 0.50 kg/cm^2 ont donné des coefficients de gonflement de -0.35 et 0.135 et un essai sous 1 kg/cm^2 a donné un coefficient de gonflement de -1.12 .

4.1.2.3 Essai oedométrique :

Six essais ont été réalisés. Les résultats de ces essais sont donnés par le tableau 11.8 :

Tableau 11.8 Résultats des essais oedométriques

N° de l'essai	Pc (bar)	Ct	Cg
1	1.70	0.102	0.013
2	1.70	0.105	0.010
3	2.90	0.104	0.010
4	1.60	0.191	0.020
5	1.20	0.155	0.020
6	2.20	0.200	0.023

4.1.2.4 Essai de cisaillement rectiligne :

Les résultats des essais effectués sont récapitulés dans le tableau 11.9 :

Tableau 11.9 Résultats des essais de cisaillement

N° de l'essai	Type d'essai	C' (bar)	ϕ' (°)	C (bar)	ϕ (°)
1	UU+U à l'opt	1.0	15	1.30	12
2	UU+U à l'opt	1.15	13	1.50	9
3	UU+U à l'opt + 2%	0.60	12	0.80	9
4	UU+U à l'opt + 2%	0.65	12	0.90	5

4.1.2.5 Essai Triaxial :

Les résultats des essais Triaxiaux sont récapitulés dans le tableau 11.10 :

Tableau 11.10 Résultats des essais triaxiaux

N° de l'essai	Type d'essai	C' (bar)	φ' (°)	C (bar)	φ (°)
1	UU+U à l'opt	0.10	23	0.18	12
2	UU+U à l'opt	0.10	24	0.20	8
3	UU+ à l'opt + 2%	0.132	21	0.20	12
4	UU+ à l'opt + 2%	0.10	21	0.20	7
5	UU+ à l'opt - 2%	0.132	20	0.132	13
6	UU+U à l'opt - 2%	0.10	19	0.20	8

Les résultats moyens des essais effectués sur cette zone sont donnés par le tableau 11.11:

Tableau 11.11 Valeurs moyennes des caractéristiques géotechniques

Propriétés	Valeur moyenne
• Particules < 80 μm	88 %
• Particules < 2 μm	97 %
• Teneur en eau	15.8 %
• Limite de liquidité	42.3 %
• Limite de plasticité	18.5 %
• Densité humide	1.90
• Densité sèche	1.64
• Densité sèche à l'optimum	1.68
• Teneur en eau optimale	14.3 %
• Contrainte de préconsolidation	1.88 bar
• Indice de compression Ct	0.143
• Indice de décompression Cg	0.016
• Cohésion C'	0.1 bar
• Angle de frottement interne	21.5 °

4.2 Le plateau d'el haffarya :

Afin d'identifier et de tester les matériaux extraits de ce gisement, 04 tranchées ont été exécutés sur ce versant. Ces tranchées ont mis en évidence l'existence de la coupe de sol type représentée par la figure 3.22 :

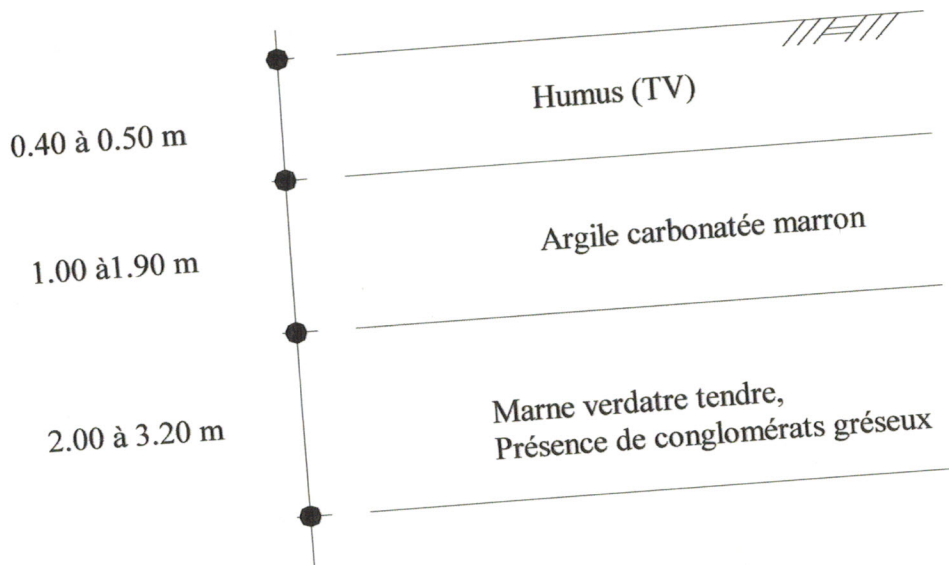


Figure 11.4 Coupe type de tranchée

Les essais réalisés sur ces matériaux sont :

4.2.1 Essais physiques :

4.2.1.1 Granulométrie :

06 essais granulométriques ont été réalisés sur des échantillons prélevés entre 0.60 et 4.50 m de profondeur pour les différentes tranchées. Les tamisats obtenus à 2 mm et à 80 microns sont reportés sur le tableau 11.12 :

Tableau 11.12 Résultats des essais granulométriques

Tranchée	Profondeur	Tamisat à 2 mm (%)	Tamisat à 80 microns (%)
1	0.80 à 1.00	89	82
1	3.50 à 3.80	99	99
2	4.10 à 4.50	98	91
3	0.60 à 1.00	94	88
3	3.20 à 3.40	98	95
4	3.60 à 4.20	96	92

4.2.1.2 Limites d'Atterberg :

Tous les échantillons prélevés aux profondeurs sus-indiquées ont été soumis à l'essai afin d'apprécier leur degré de consistance. Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau 11.13 :

Tableau 11.13 Résultats des limites d'Atterberg

Tranchée	Profondeur	ω_L (%)	I_P (%)
1	0.80 à 1.00	44.0	19.0
1	3.50 à 3.80	48.0	26.0
2	4.10 à 4.50	55.0	34.0
3	0.60 à 1.00	41.0	24.0
3	3.20 à 3.40	41.0	24.0
4	3.60 à 4.20	51.0	28.0

Ces valeurs traduisent l'existence d'un sol de plasticité élevée.

4.2.1.3 Poids volumique humide :

La seule valeur obtenue est de 1.88 t/m³.

4.2.1.4 Teneur en eau :

Un seul essai a été effectué donnant une valeur de la teneur en eau de 13.82 %.

4.2.1.5 Densité sèche :

Le poids volumique sec déduit des essais précédent est de 1.65 t/m³.

4.2.2 Essais mécaniques :

4.2.2.1 Essai Proctor :

03 essais ont été réalisés. Les résultats de ces essais sont consignés dans le tableau 11.14

Tableau 11.14 Résultats des essais Proctor

N° de l'essai	γ_d max. (t/m ³)	ω_{opt} (%)
1	1.64	16.0
2	1.76	15.5
3	1.71	15.0

Les valeurs moyennes :

- $\gamma_d = 1.70$ t/m³
- $\omega = 16.0$ %

4.2.2.2 Essai de gonflement :

Deux essais ont été réalisés sous une contrainte de 0.50 kg/cm² ont donné des coefficients de gonflement de 0.037 et 0.045 et 02 essais sous 1 kg/cm² qui ont donné des coefficient de gonflement de 1.16 % et 3.6 %.

4.2.2.3 Essai oedométrique :

Six essais ont été réalisés. Les résultats de ces essais sont donnés par le tableau 11.15

Tableau 11.15 Résultats des essais oedométriques

N° de l'essai	Pc (bar)	Ct	Cg
1	2.10	0.17	0.047
2	1.70	0.232	0.048
3	0.60	0.206	0.076
4	3.00	0.191	0.052
5	1.08	0.226	0.060
6	2.50	0.197	0.056

4.2.2.4 Essai Triaxial :

Les résultats des essais Triaxiaux sont récapitulés dans le tableau 11.16:

Tableau 11.16 Résultats des essais triaxiaux

N° de l'essai	Type d'essai	C' (bar)	φ' (°)	C (bar)	φ (°)
1	UU+U	0.20	12	0.35	8
2	UU+U	0.24	7	0.32	3
3	UU+U	0.80	12	1.00	9
4	UU+U	0.70	8	0.90	5

Les résultats moyens des essais effectués sur cette zone sont récapitulés dans le tableau 11.17:

Tableau 11.17 Valeurs moyennes des caractéristiques géotechniques

Propriétés	Valeur moyenne
• Particules < 80 μm	91.1 %
• Particules < 2 μm	95.6 %
• Teneur en eau	13.82 %
• Limite de liquidité	46.7 %
• Limite de plasticité	25.8 %
• Densité humide	1.88
• Densité sèche	1.65
• Densité sèche à l'optimum	1.70
• Teneur en eau optimale	16 %
• Contrainte de pré consolidation	1.83 bar
• Indice de compression Ct	0.20
• Indice de décompression Cg	0.056
• Cohésion C'	0.5 bar
• Angle de frottement interne	10 °

4.3 La planche d'essais sur les enrochements tout venant grès :

4.3.1 Choix et préparation du site :

Le terrain le plus approprié sur lequel est réalisé la planche d'essais est situé en rive droite de l'axe du barrage, en amont du déversoir de l'évacuateur de crues. L'endroit retenu pour être assise d'essai répond aux différents critères :

- Fondation rocheuse à proximité de la carrière de grès.
- Fondation ferme, stable et bien drainée.

4.3.2 Réalisation de la planche :

4.3.2.1 Géométrie et mise en place:

Avant d'entamer la planche, le terrain a été soigneusement décapé et rigoureusement compacté.

Les rampes d'accès ont une longueur suffisante pour permettre une circulation aisée de l'engin de compactage, sans risque de patinage, ni d'arrachement et qu'il puisse fonctionner à régime constant sans accélération, ni freinage.



Photo 11.1 Préparation de la planche d'essai du grès

Le remblai d'essai construit a été mis en fonction de la granulométrie de l'enrochement. Les hauteurs des levées sont testées tous les un (01) mètre. Les matériaux sont mis en place par déversement et réglage au bull levée par levée. Chaque couche est soigneusement arrosée à l'aide de citerne d'eau suivant un taux approximatif de 150 litres/m³. Par suite, la surface est lissée à l'aide d'une passe de rouleau lisse tout en omettant la vibration. Des bandes de plastique ont été mises aux interfaces de chaque couche pour faciliter l'identification et le repérage lors de l'exécution des puits d'essais et de la trachée d'observation.

4.3.2.2 Matériel utilisé :

Les engins utilisés dans la réalisation de cette planche sont:

- Camion à benne type Dumper 35 tonnes.
- Bulldozer type Caterpillar D8N.
- Citernes d'eau de capacité : 8 m³ et 16 m³.
- Pelle sur chenilles type ENMTP
- Compacteur vibrant monocylindre type BOMAG BW 219DH



Photo 11.2 opération compactage du grés



Photo 11.3 compactage du grés (dernière passe)

4.3.2.3 Mesures de niveau :

L'efficacité du compactage est appréciée au travers du tassement de la surface de remblai. Pour ce faire, le niveau du remblai est mesuré pour chaque couche en 18 points disposés suivant un maillage bien défini.

Ces mesures se font :

Après réglage préalable (lissage).

Après chaque passe du compacteur.

- Une plaque de 0.30x0.30 m est posée successivement en chaque point permettant de réduire l'effet des irrégularités de la surface du remblai.

En conclusion, le tassement total d'une couche d'un (01) mètre de hauteur, après huit (08) passes au compacteur BW 219 DH-3 est de 10 cm.



Photo 11.4 Essai de compactage in situ

4.3.3 Essais sur la planche :

4.3.3.1 Densité :

Après achèvement de la planche d'essais, deux mesures de densité en place ont été effectuées selon le principe suivant :
 Un puits de 4m x 4m x 1.5 m a été excavé à l'aide d'une pelle sur chenilles.
 Les matériaux excavés sont pesés et le volume du puits est déterminé par arpentage.
 Toutes les pesées sont effectuées au niveau du chantier (une balance de 30 tonnes de capacité).



Photo 11.5 Exécution d'une fouille pour l'essai de perméabilité

Les résultats sont récapitulés au tableau 11.18.

Tableau 11.18 Résultats des densités obtenues

Tranchée	Poids camion à vide	Poids du camion + matériau					Poids du matériau excavé	Volume (m ³)	Densité en place (t/m ³)
		1 ^{ère} pesée	2 ^{ème} pesée	3 ^{ème} pesée	4 ^{ème} pesée	5 ^{ème} pesée			
I	12,90 t	20,13 t	23,57 t	24,30 t	27,34 t	-	43,74 t	20.086	2.17
II	12,90 t	22,95 t	22,25 t	22,50 t	22,30 t	26,08 t	51,58 t	22.828	2.25

4.3.3.2 Perméabilité :

Après avoir réalisé le puits d'essai de 01 x 01 x 01 m, celui ci a été rempli d'eau.
Les lectures de descente d'eau sont reportées au tableau ci-dessous et représentés par le tableau 11.19



Photo 11.6 Préparation de l'essai de perméabilité (grés)



Photo 11.7 Essai de perméabilité (grés)

Tableau 11.19 Résultats des essais de perméabilité

Mesure (cm)	0	1	2	3	4	5	6
Temps (partiel)	0	40 s	52 s	47 s	1mn 47s	1mn 13s	1mn 15s
Perméabilité K (m/s)	0	$2,5 \times 10^{-4}$	$1,92 \times 10^{-4}$	$2,13 \times 10^{-4}$	$9,3 \times 10^{-5}$	$1,37 \times 10^{-4}$	$1,33 \times 10^{-4}$
Mesure (cm)	7	8	9	10	11	12	13
Temps (partiel)	1mn 31s	1mn 21s	1mn 40s	2mn 0s	2mn 12s	1mn 16s	2mn 11s
Perméabilité K (m/s)	$1,1 \times 10^{-4}$	$1,23 \times 10^{-4}$	$1,0 \times 10^{-4}$	$8,3 \times 10^{-5}$	$7,6 \times 10^{-5}$	$1,32 \times 10^{-4}$	$7,6 \times 10^{-5}$
Mesure (cm)	14	15	16	17	18	19	20
Temps (partiel)	3mn 14s	1mn 27s	2mn 31s	2mn 05s	2mn 35s	2mn 52s	2mn 56s
Perméabilité K (m/s)	$5,2 \times 10^{-5}$	$1,15 \times 10^{-4}$	$6,6 \times 10^{-5}$	$8,0 \times 10^{-5}$	$6,5 \times 10^{-5}$	$5,8 \times 10^{-5}$	$5,7 \times 10^{-5}$
Mesure (cm)	21	22	23	24	25	26	27
Temps (partiel)	3mn 27s	4mn 23s	2mn 0s	4mn 0s	4mn 0s	3mn 0s	4mn 0s
Perméabilité K (m/s)	$4,8 \times 10^{-5}$	$3,8 \times 10^{-5}$	$8,3 \times 10^{-5}$	$4,2 \times 10^{-5}$	$4,2 \times 10^{-5}$	$5,6 \times 10^{-5}$	$4,2 \times 10^{-5}$
Mesure (cm)	28	29	30	31	32		
Temps (partiel)	4mn 0s	44mn 0s	1h 41mn 0s	19mn 0s	9mn 0s		
Perméabilité K (m/s)	$4,2 \times 10^{-5}$	$4,0 \times 10^{-6}$	$2,0 \times 10^{-6}$	$9,0 \times 10^{-6}$	$1,4 \times 10^{-5}$		

La perméabilité de l'enrochement tout venant grès est moyenne (figure 11.5 et 11.6)

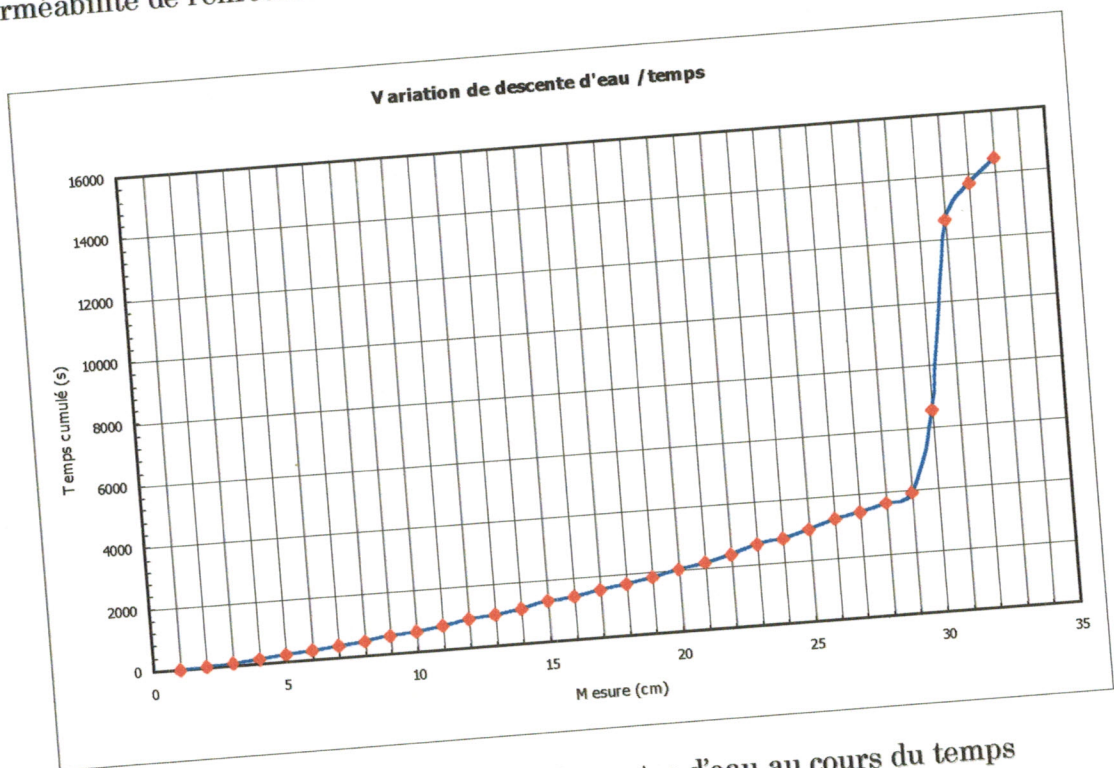


Figure 11.5 Variation des descentes d'eau au cours du temps

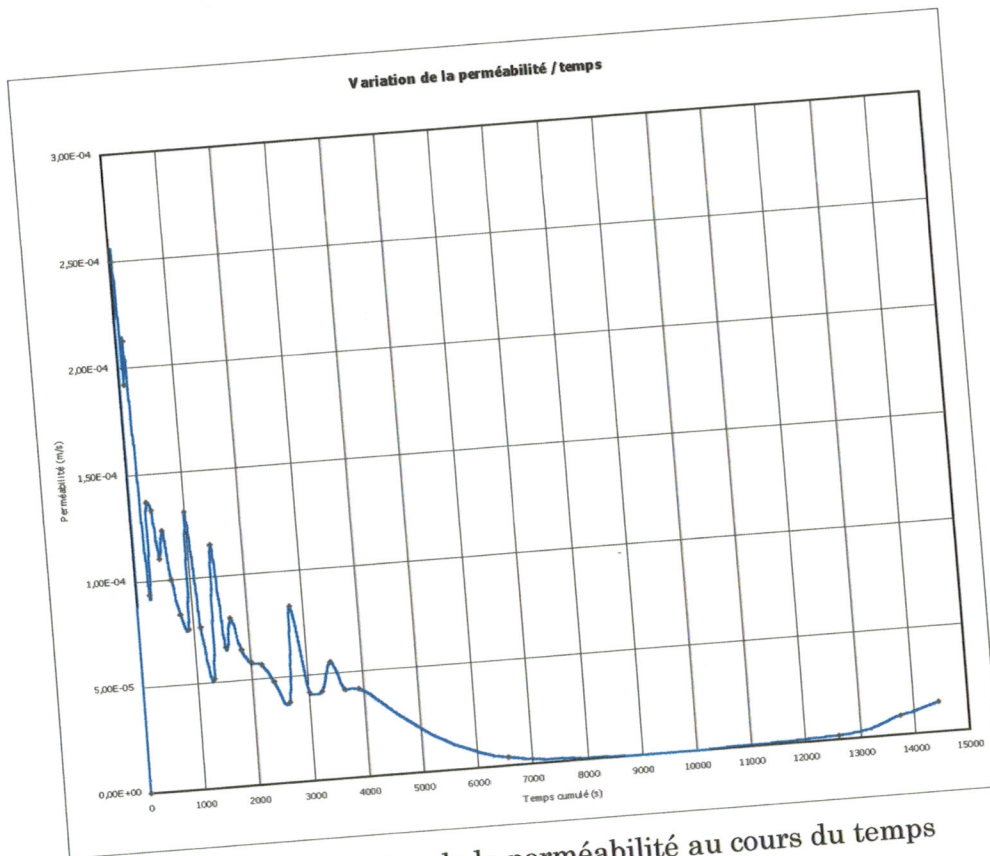


Figure 11.6 variation de la perméabilité au cours du temps

4.3.4 Tranchée d'observations:

Après achèvement des essais de densité et de perméabilité, une tranchée d'observations est faite transversalement au remblai sur toute la largeur et l'épaisseur de la planche. Les différentes observations tirées sont :

Absence des vides dans l'enrochement compacté: les matériaux fins de l'enrochement (l'argile, limon, sable et graviers) remplissent tous les vides entre les blocs et cailloux du grès.

le compactage est uniforme: absence d'ondulations ou de tassements dans la membrane de plastique.

Les matériaux prédominants dans les trois couches sont ceux dont le diamètre est inférieur à 05 cm, ainsi que les argiles et limons. Une nette zone de matériaux rocheux est observée dans la couche n° 3.

La provenance du matériau fin est due essentiellement à la dégradation de la roche de grès suite aux opérations de sautage (tirs aux explosifs), chargement et réglage au bulldozer.

Absence des matériaux tels que la pépite ou marne.

La granulométrie observée dans les deux puits et la tranchée est comprise entre 0.08 mm et 500 mm.

4.3.5 Essais au laboratoire :

4.3.5.1 Granulométrie:

Une granulométrie après compactage de l'enrochement tout venant grès est effectuée. Le poids de l'échantillon soumis à l'essai est fonction de la dimension maximale D des éléments les plus gros, ainsi pour avoir une fraction suffisamment importante et représentative du sol. On prend $P = 29,30 t$.

Ce poids pris a pour but de réaliser l'essai sur une fraction suffisamment importante et représentative du sol.

L'analyse granulométrie est faite de la façon suivante :

Les échantillons inférieures au tamis 100 mm : le principe appliqué est suivant la méthode par tamisage à sec après lavage (NF P 94 - 056).

Les échantillons supérieures au tamis 100 mm : la méthode adoptée est celle décrite dans la norme ASTM D5519 - 94.

On notera que la composition granulométrie de ce matériau est inférieure à celle de la roche de carrière. La différence étant attribuable à l'écrasement produit par le compactage.

La granulométrie du tout venant grès après compactage est comprise entre 0.08 mm et 500 mm.

4.5.3.4 Essai Los Angeles :

Les essais effectués sont récapitulés dans le tableau 11.20:

Tableau 11.20 Résultats des essais Los Angeles

Echantillon	Nature	Los Angeles (%)
01	Grès	47
02	Grès	41

5. ANALYSE EN COMPOSANTES PRINCIPALES DES PARAMETRES GEOTECHNIQUES :

5.1 Introduction :

Dans cette étude, on s'est intéressé à plusieurs variables (γ_h , c' , ϕ' , I_p , ω_L , γ_d , c , ϕ , ω , P_c , C_t et C_g). L'étude séparée de chacune de ces variables est une phase indispensable dans le processus de dépouillement des données mais tout à fait insuffisante puisqu'elle laisse de côté les liaisons qui peuvent exister entre elles et qui sont souvent l'aspect le plus important.

Il faut donc analyser les données en tenant compte de leur caractère multidimensionnel. L'analyse en composantes principales est alors un outil particulièrement puissant pour explorer la structure des données, obtenu à partir du logiciel Startgraphics Plus5,2 permettant de déterminer les analyses suivantes :

- Correlation analysis.
- Covariance analysis.
- Partial correlation.
- Principal components.
- Factor analysis.
- Cluster analysis.
- Discriminant analysis.
- Canonical correlation.
- Star Symbol plot.
- Sun ray plot.
- Draftsman plot.
- Casement plot.

Le principal intérêt de l'analyse en composantes principales consiste à réduire la dimension de l'espace des valeurs observées ainsi que le choix des axes à retenir qui seront appelés axes principaux. Notons que la réduction de la dimension n'est possible que s'il y a redondance entre les variables. Si celles-ci sont indépendantes l'analyse en composante principale est inefficace.

La méthode de l'analyse en composantes principales (ACP) consiste à construire de nouvelles variables artificielles portées par les axes principaux et de présenter des