

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Manuel de dimensionnement d'un barrage, réservoir en béton.

The paper document Shelf mark (الشفرة) : P 627.9 MIH

APA Citation (توثيق APA):

Mihoubi, Mustapha Kamel. (2014). Manuel de dimensionnement d'un barrage, réservoir en béton [polycopie pédagogique]. ENSH.

The digital repository of the Higher National School for Hydraulics "Digital Repository of ENSH" is a platform for valuing the scientific production of the school's teachers and researchers.

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...) and broadcasting it online.

Digital Repository of ENSH is built on the open DSpace software platform and is managed by the Library of the National Higher School for Hydraulics. <http://dspace.ensh.dz/jspui/>

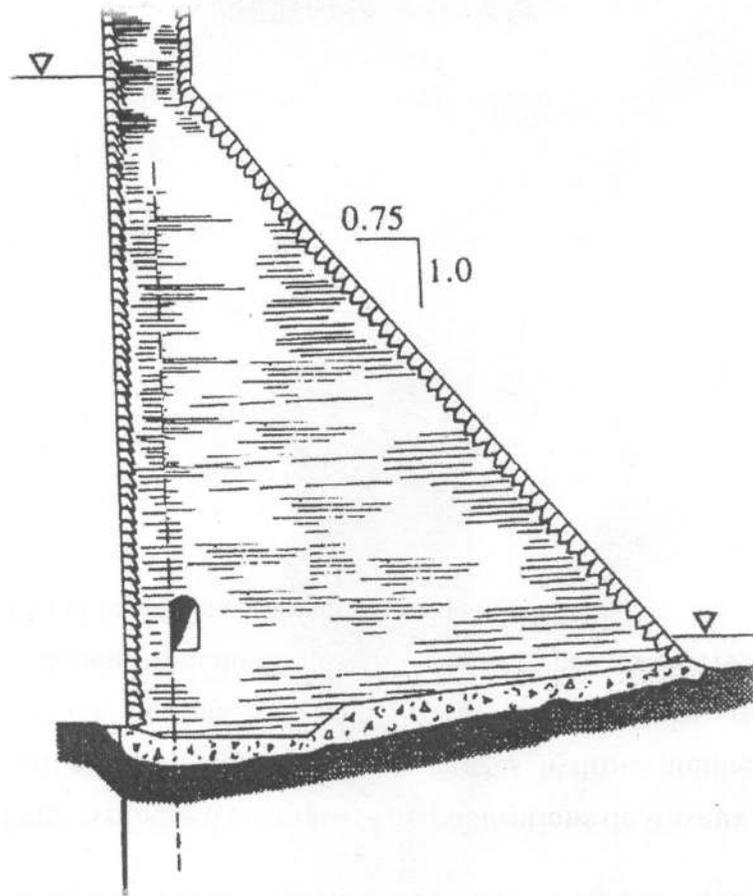
المستودع الرقمي للمدرسة الوطنية العليا للري هو منصة خاصة بتقييم لإنتاج العلمي لأساتذة وباحثي المدرسة.

يهدف المستودع الرقمي للمدرسة إلى حصر الإنتاج العلمي سواء كان منشورا أو غير منشور (طروحات مطبوعات بيداغوجية، مقالات الدوريات، كتب...) بثه على الخط.

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة DSpace و يتم إدارته من طرف مديرية المكتبة للمدرسة العليا .

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

MANUEL DE DIMENSIONNEMENT D'UN BARRAGE RESERVOIR EN BETON



Mustapha Kamel MIHOUBI

Professeur en Hydraulique

Avant-propos

Ce présent manuel rassemble les cours magistraux dispensés aux élèves ingénieurs de deuxième année du second cycle du programme d'enseignement des ouvrages hydrotechniques à l'Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique (ENSH).

Il résulte d'une synthèse d'ouvrages et de publications de travaux de recherche de renommés y afférents au domaine des ouvrages hydrotechniques et dont le contenu comprend les notions substantielles et fondamentales relatives à la conception et au dimensionnement des différents types de barrages en béton conventionnel (BCV) et en béton compacté au rouleau (BCR).

L'auteur

**** SOMMAIRE ****

Avant-propos.....	
CHAPITRE I : Historique des barrages	
I.1. Définitions.....	1
I.2. Barrage et Antiquité	1
I.3. Etat de situation des Barrages dans le Monde	3
I.4. Etat de situation des Barrages en Algérie.....	4
I.5. Principales phases d'étude d'un projet	
CHAPITRE II : Infiltration des eaux dans les fondations non rocheuses saturées	
II.1. Infiltration à travers des fondations non rocheuses.....	8
II.2. Contour souterrain d'un ouvrage hydrotechnique.....	10
II.3. Principe de résolution des problèmes d'infiltration.....	10
II.4. Méthodes expérimentales de résolution.....	11
II.5. Infiltration dans un milieu homogène anisotrope	18
II.6. Déformation des fondations sous l'action de l'écoulement des eaux d'infiltrations.....	19
II.7. Dispositions constructives, renard et érosion régressive.....	22
II.8. Influence des éléments du radier sur l'écoulement souterrain	23
CHAPITRE III : Fondations rocheuses et méthodes de traitement	
III.1. Caractéristiques d'une fondation	26
III.2. Classification des fondations.....	26
III.3. Méthodes de traitement des fondations.....	28
CHAPITRE IV : Infiltration des eaux dans les fondations rocheuses	
IV.1. Méthodologie de calcul.....	32
IV.2. Injections et terminologie.....	34
IV.3. Dispositifs de lutte contre les sous-pressions.....	35
CHAPITRE V : Evolution des techniques des barrages en béton	
V.1. Barrage en maçonnerie.....	39
V.2. Barrage en béton conventionnel vibre (BCV).....	39
V.3. Barrage en béton compacte au rouleau (BCR).....	40
V.4. Barrage en remblai dur	42
CHAPITRE VI : Calcul de stabilité et des contraintes d'un profil théorique de barrage poids	
VI.1. Calcul stabilité au renversement.....	44
VI.2. Stabilité au glissement.....	46
VI.3. Effet de la sismicité sur stabilité dans barrage poids.....	47
VI.4. Calcul des contraintes par la méthode de la résistance des matériaux (RDM)	48
VI.5. Application des tirants prétendus dans les barrages.....	51
VI.6. Condition de Maurice Levy.....	52
VI.7. Compression principales suivant les parements.....	54
VI.8. Contraintes de cisaillement.....	55
VI.9. Approximations faites-correctifs.....	55
VI.10. Contraintes pour un profil quelconque.....	56
VI.11. Surélévation du plan d'eau.....	57
VI.12. Influence d'une augmentation de la densité de l'eau.....	58
VI.13. Calcul des contraintes par la théorie d'élasticité.....	60
CHAPITRE VII : Calcul de stabilité d'un barrage poids	
VII.1. Principes de calcul.....	61
VII.2. Différents types de charges	61
VII.3. Calcul de stabilité d'un barrage poids.....	69
VII.4. Condition de non traction du parement amont.....	72
VII.5. Calcul des contraintes	73
VII.6. Calcul de stabilité par la méthode semi-probabiliste.....	75

CHAPITRE VIII : Différents types de barrages en béton	
VIII.1. Classification des barrages en béton.....	79
VIII.2. Particularisés barrages en béton.....	80
VIII.3. Barrage poids.....	81
VIII.4. Barrage poids évidés.....	83
VIII.5. Barrage à contreforts.....	84
VIII.6. Barrages voûtes.....	89
VIII.7. Barrage en béton compacte au rouleau (BCR)	100
CHAPITRE IX : Joints et méthodes d'injection dans les barrages en béton	
IX.1. Définition et comportement des fissures.....	104
IX.2. Caractéristiques mécaniques des joints.....	105
IX.3. Matériaux des joints.....	108
IX.4. Modélisation des fuites dans une fissure.....	114
IX.5. Méthodes d'injection.....	115
<i>Références bibliographiques</i>	121

CHAPITRE I

HISTORIQUE DES BARRAGES

I. 1. DEFINITION

Les barrages peuvent être à seuil fixe ou mobile sont réalisés pour remplir une ou plusieurs missions à la fois : ouvrage de retenue d'eau, d'écrêtement de crues, de dérivation ou d'acheminement des eaux à une centrale à production d'énergie, la production des ressources ainsi que la pisciculture. Le choix d'un type dépend essentiellement des facteurs topographiques et géotechniques du site et aussi des conditions hydrologiques du bassin versant.

I.2. BARRAGE ET ANTIQUITE

Les premiers barrages au monde ont été construits par des castors sur des rivières et des lacs de l'hémisphère nord. Dans la province de Yukon au Canada, on a récemment découvert des traces d'un ancien barrage de castor qui semble avoir été renforcé par des os de mammouth. Les couches de sédiments autour du barrage indiquent qu'il daterait de 100000 à 125000 ans. Les ruines d'un vrai barrage de retenue d'eau, au sens moderne du terme, ont été découvertes il y a un peu plus de cent ans dans la ravine de Garawy en face de Memphis en Égypte (Figure I.1), construit vers 2600 avant J.C, c'est-à-dire au début de la période des pyramides.

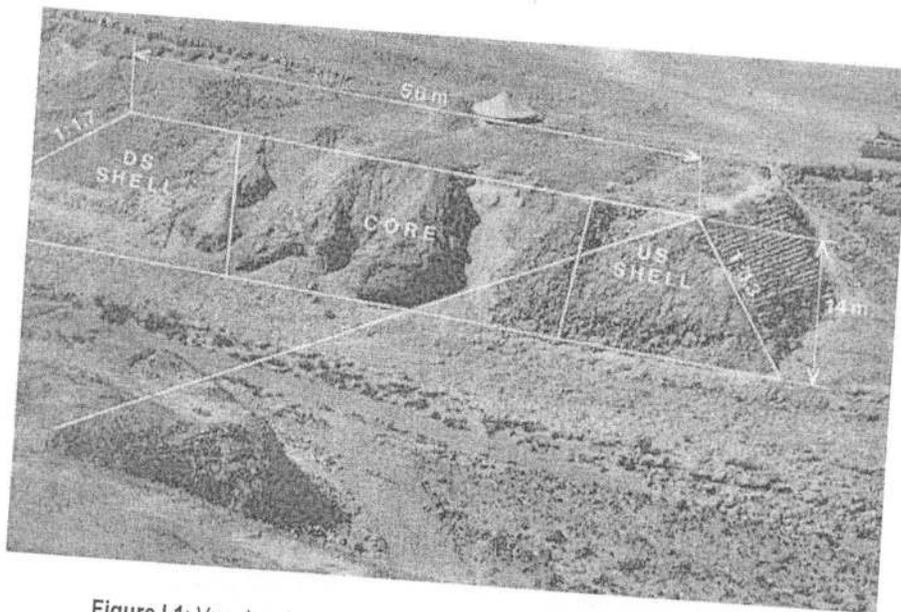


Figure I.1: Vue depuis la rive gauche du site du barrage de Saad el Kafara (N.J.Schnitter, 1994)

Le barrage de Saad el Kafara en Égypte est d'une hauteur de 14 mètres et de 113 m de longueur en enrochement [CIGB, 2008], sa coupe transversale est très proche de celle d'un barrage en enrochements avec un noyau central imperméable en sable silteux et graviers épaulés par deux recharges en enrochements. Selon les travaux de Schnitter,

Le barrage est d'un volume total de remblai atteignant 87 000 m³ pour un volume de retenue de 500 000 m³ environ. On estime que la construction a duré environs dix ans (Figure I.2)..

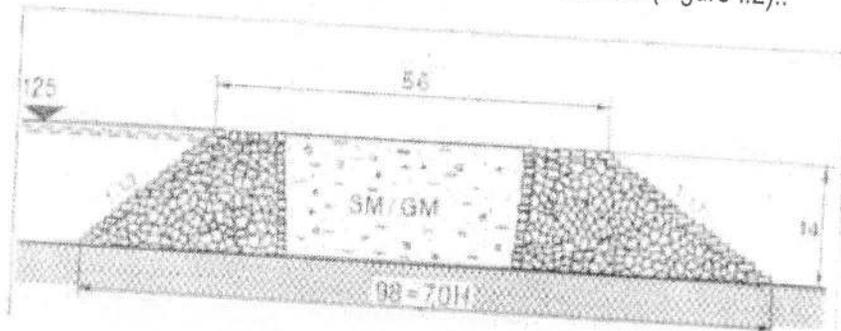


Figure I.2: Coupe du barrage de Saad el Kafara (Garbrecht, 1985)

D'autres barrages furent construits à la fin du 4^{ème} millénaire avant J.C en Jordanie, et dans un temps plus récent entre (521-486) avant J.C., Dans le tableau n°1, est représenté un récapitulatif chronologique de la construction des barrages dans différentes régions du monde.

Tableau 1 : Liste chronologique d'anciens barrages [N.J.Schnitter, 1994].

Année de construction	Pays	Nom du barrage	Type	Vocation
3000 avant J.C.	Jordanie	Jawa	Poids-maçonnerie	Alimentation en eau potable
2600 avant J.C.	Egypte	Katara	Remblai	Contrôle des crues
1500 avant J.C.	Yemen	Marb	Remblai	Irrigation
1260 avant J.C.	Grèce	Kofini	Remblai	Contrôle des crues
1250 avant J.C.	Turquie	Karakuyu	Remblai	Alimentation en eau potable
950 avant J.C.	Palestine	Shiloah	Poids-maçonnerie	Alimentation en eau potable
703 avant J.C.	Irak	Kisiri	Poids-maçonnerie	Dérivation des Eaux
700 avant J.C.	Mexique	Purron	Remblai	Irrigation
581 avant J.C.	Chine	Anfengtang	Remblai	Irrigation
370 avant J.C.	Sri Lanka	Panda	Remblai	Irrigation
275 avant J.C.	Soudan	Muswwarat	Remblai	Irrigation

En Méditerranée, à l'époque romaine, les barrages en terre de Proserpina et de Cornalvo, ont été construits en Espagne, en tête de deux aqueducs de 12 et 25 km de longueur alimentaient la ville de Mérida dans le sud-ouest du pays, sous le règne de Trajan (98-117).

L'aqueduc de Proserpina a une hauteur maximale de 12 m et une longueur de 427 m, Cornalvo(Figure I.3), a une hauteur maximale de 15 m et une longueur de 194 m.

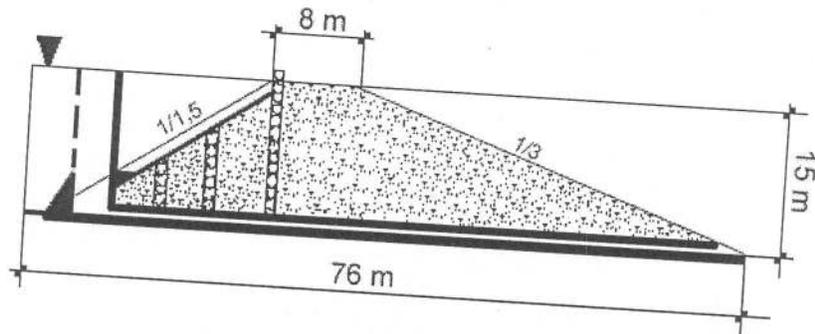


Figure I.3. Coupe type du barrage de Cornalvo

Au deuxième siècle après J.C, fut construit le barrage en terre d'Alcantarilla (Figure I.4), constitué d'un mur amont en maçonnerie de 14 de haut épaulé en aval par un remblai de fruit talus égal à 3, constituait le point de départ de l'aqueduc de Tolède long de 38 km.

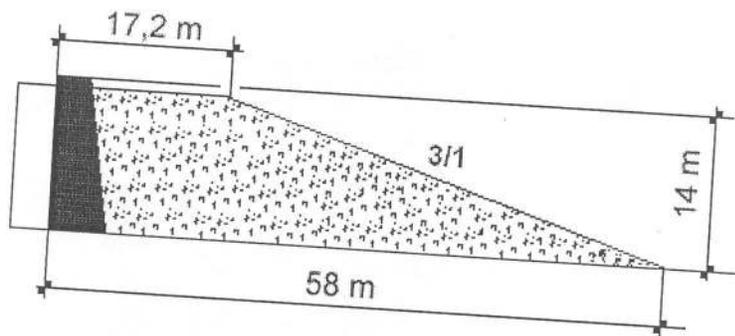


Figure I.4. Coupe type du barrage d'Alcantarilla

En Afrique du nord, les barrages romains sont particulièrement nombreux en Tripolitaine aux environs de Leptis Magna qui fut la ville natale de Septime-Sévère durant la période 193 -211.

Le plus grand barrage-poids construit par les romains se trouve en Tunisie sur l'oued Derb près de Kasserine. Ces ouvrages d'Afrique du nord ne servaient pas tous à l'alimentation en eau, mais en partie à la retenue d'alluvions et la formation de surfaces de terrain arable dans les lits des oueds.

I.3. ETAT DE SITUATION DES BARRAGES DANS LE MONDE

En s'appuyant les données de la Commission Internationale des Grands Barrages (CIGB), qui considère qu'un grand barrage, tout ouvrage dont la hauteur est supérieure à 15 m, hauteur au dessus des fondations.

Le parc mondial des barrages, selon la classification de la CIGB et au recensement de 2010 on compte plus 37626 grands barrages. Le graphe donne un aperçu l'évolution des barrages en fonction de la destination (Figure I.5).

On constate que 50 % du parc de barrages répertorié par la commission sont destinés pour l'irrigation, 18 % pour la production de l'énergie hydroélectrique, 12% pour l'approvisionnement en eau potable, 10% pour le contrôle des crues, 5% pour les activités de loisirs et 5% pour la navigation et la pisciculture.

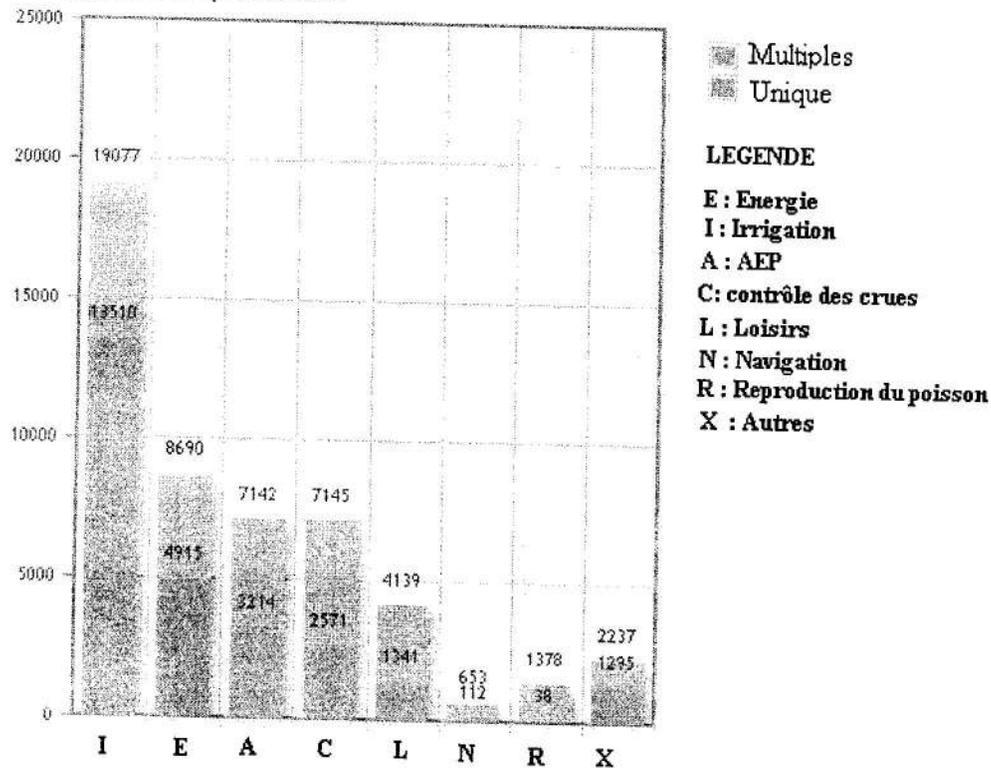


Figure I. 5 : Evolution des barrages par catégorie de destination de l'ouvrage
Dans le monde [www.icold-cigb.net]

I.4. ETAT DE SITUATION DES BARRAGES EN ALGERIE

Comme tous les pays du Maghreb, l'Algérie est caractérisé par un climat semi-aride ce qui entraîne l'irrégularité des débits des cours d'eau. Pour combler le déficit hydrique, les premiers barrages réservoirs fut construits dans notre pays à la fin du XIX siècle, a titre d'exemple les barrages de : Meurad, Hamiz, Djidouia, Fergoug, Cheurfa I...etc). Les barrages devaient mobiliser les apports en hiver pour les restituer en été, une démarche n'a pas pour autant réglé le problème à cause d'irrégularité des apports liquides et l'importance des apports solides. Une situation qui entraîna une réduction rapide de la capacité de stockage des réservoirs.

C'est qu'à partir de 1927, que fut construit des barrages de grande capacité permettant d'assurer une régularisation interannuelle des apports des oueds, permettant d'assurer et garantir une plus grande irrigation des périmètres agricoles. A cet époque une dizaine de projets de grand barrages fut lancés : Béni-Bahdel, de Bou-Hanifia, de Bakhadda, de l'Oued-Fodda, du Ghrib, du Ksob, des Zardézas et de Foum-EI-Gueiss constituent un ensemble remarquable, qui a augmenté considérablement le potentiel économique de l'Algérie à l'époque coloniale. Ces différents ouvrages ont permit l'emmagasinement un volume total voisin de 750 millions de mètre cubes, régularisant ainsi un débit annuel de l'ordre de 500 millions de m³ et permettent l'irrigation de 140 000 hectares.

Après l'indépendance, l'Algérie s'est engagée courageusement dans un programme nouveau permettant la mise en valeur des terres et l'irrigation de nouveaux périmètres irrigués : Le barrage de Foum-el-Gherza, près de Biskra, destiné surtout à rénover des palmeraies déperissant, est pratiquement achevé, la construction du barrage Sarno, affluent de la Mékerra destiné à sauver et à améliorer les périmètres de la région du Sig, très mal assurées par le barrage presque complètement envasé de Cheurfa I.

En 1990 l'Algérie disposait de 40 grands barrages, totalisant une capacité de près 4,2 Milliards de m³ permettant de régulariser un volume annuel de l'ordre de 1,7 Milliards de m³ destiné pour l'irrigation et l'alimentation en eau potable et industrielle. Ce nombre a presque doublé en 2010 pour atteindre à l'horizon de 2015 le nombre 76 barrages dont la capacité totale de mobilisation est de plus de 7,5 Milliards de m³ permettant ainsi de régulariser un volume annuel de l'ordre de 3,2 Milliards de m³, garantissant un volume annuel avoisinant les 2,3 Milliards de m³. L'objectif des pouvoirs publics est d'atteindre une capacité de mobilisation de 9 Milliards de m³ à l'horizon 2020 (Figure I.6).

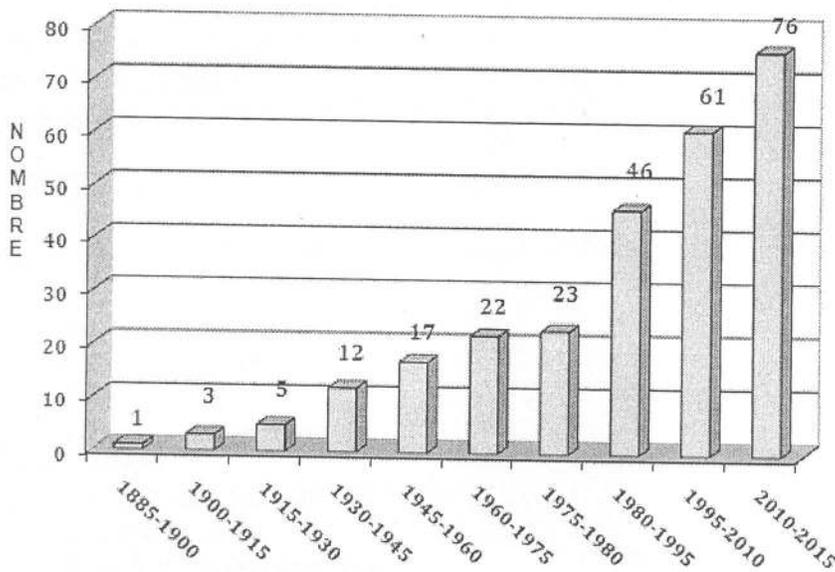


Figure I.6 : Evolution et perspective du nombre des grands barrages en Algérie

Plus des deux tiers du volume d'eau superficielle mobilisable se trouvent localisés dans 4 des 17 bassins versants (Chlef-Zahrez, Algérois, Soummam, Constantinois) qui occupent une surface de 75.000 Km², soit 3% de la superficie du territoire national.

I.5. PRINCIPALES PHASES D'ETUDE D'UN PROJET

Après l'identification de sites potentiels, les études de barrages sont menées essentiellement entre trois à quatre phases (retenue collinaire ou barrage) :

Phase I : Etude Préliminaire ou avant projet sommaire

Dans cette phase, il s'agit de mettre en place un inventaire général des ressources disponibles, des besoins exprimés et des ouvrages réalisables. Il s'agit aussi d'examiner l'intérêt économique du projet.

Durant cette phase, il y a lieu de procéder à une collecte des documents topographiques, données climatiques, renseignements géologiques, données aux pratiques et nature des besoins en eau. Les différents volets essentiels de l'étude sont :

- a) Etude topographique
- b) Etude hydrologique
- c) Etude géologique et géotechnique
- d) Evaluation des besoins
- e) Evaluation des caractéristiques de l'aménagement
- f) Choix des sites
- g) Schémas des aménagements
- h) Estimation des coûts
- i) Programme de réalisation
- j) Etablissement d'un rapport de synthèse.

Il y a lieu de rappeler aussi que ce stade, vise à présenter des trames et des étapes de réalisation.

Phase II : Etude de faisabilité

Etude de faisabilité vise à déterminer la faisabilité technique des projets pris en considération et de procéder à des estimations des coûts et puis de comparer les coûts et les avantages, et d'identifier les aléas de réalisation pour chaque projet. Cela suppose au préalable des travaux reconnaissances géologiques et géotechniques plus poussées. Chaque dossier de faisabilité doit comprendre les éléments suivants :

- a) Un avant projet technique sommaire accompagné avec des plans et des calculs justificatifs, ainsi qu'une étude comparative des variantes possibles et un devis estimatif de l'ouvrage à $\pm 15\%$.
- b) Une étude économique et financière mettant en exergue le montant des investissements et le prix de revient de l'aménagement.
- c) Un avant projet technique sommaire appuyé par quelques plans et calculs justificatifs, ainsi que l'étude et la comparaison technique et financière des différentes variantes possibles ainsi un devis estimatif du coût de l'ouvrage.

A ce stade intervient les pouvoirs de décision de réaliser ou non le projet.

Phase III : Etude d'Avant Projet Détaillé (APD)

Il s'agit d'établir un projet complet permettant de lancer les appels d'offres pour la réalisation du projet. L'avant projet détaillé comporte les missions suivantes :

- Levé et étude topographique,
- Reconnaissances géologiques géotechniques (les plus approfondies possibles),
- Etude hydrologique,
- Etude de régularisation des débits,
- Etudes de variantes,
- Etudes d'impacts du projet,
- Moyen pour la réalisation,
- Organisation de chantier et exécution des travaux,
- Etablissement d'un avant métré et devis quantitatif et estimatif du projet.

Phase IV : Etude d'exécution du projet

Cette phase concerne l'établissement du cahier des charges : cahier des clauses générales (CCG) et le cahier des clauses techniques particulières (CCPT). Le CCTP détaillé les dispositions techniques propres au marché, particulières au cahier des clauses techniques générales (composé du document technique unifié, normes, etc. sur lequel il prône). Ces clauses visent essentiellement à garantir une bonne exécution et contrôle des travaux.

CHAPITRE II

INFILTRATION DES EAUX DANS LES FONDATIONS NON ROCHEUSES SATUREES

Introduction

Souvent l'interaction eau-sol associée un écoulement souterrain peut être un mobile précurseur pour la migration des particules provoquant ainsi une modification des propriétés mécaniques et hydrauliques notamment sous les fondations des ouvrages. La variation de perméabilité peut engendrer des désordres et une augmentation des sous-pressions pouvant amener les ouvrages vers la ruine par le phénomène de renard, d'érosion régressive et de boullance.

En conséquence, il est primordial d'étudier l'ensemble des mécanismes induits de l'écoulement souterrain afin de garantir une stabilité aux ouvrages et leur fondation.

II.1.INFILTRATION A TRAVERS DES FONDATIONS NON ROCHEUSES

II.1.1.Définitions

- On comprend par infiltration le déplacement d'un liquide ou un gaz dans un milieu poreux ou fissurés (rocheux). Le milieu occupé par le courant d'infiltration est appelé *zone d'infiltration*.
- Selon le caractère du milieu, l'écoulement peut être permanent ou non permanent. Dans notre cas nous considérons uniquement l'écoulement souterrain permanent non uniforme.
- L'écoulement souterrain prend naissance d'une différence d'énergie entre deux sections contigües
- La caractéristique essentielle des milieux non rocheux c'est la perméabilité. Elle constitue une grandeur intrinsèque au milieu. L'indice de perméabilité ou coefficient de perméabilité K dépend de paramètres physiques tels que (température, pression.....etc.). On appelle ce terme comme la conductivité hydraulique du milieu qui représente le rapport entre la perméabilité du milieu et la viscosité cinématique du fluide (l'eau).

$$K = \frac{k.g}{\nu} \quad (II.1)$$

avec

ν : viscosité cinématique du fluide dans les pores,

k : perméabilité intrinsèque du sol (cm^2)

g : accélération de la pesanteur (cm/s^2)

K : perméabilité du milieu à saturation totale du sol, exprimée en (cm/s) en système CGS.

II.1. 2-Notion d'isotropie et d'anisotropie

1.2.1. Sol homogène

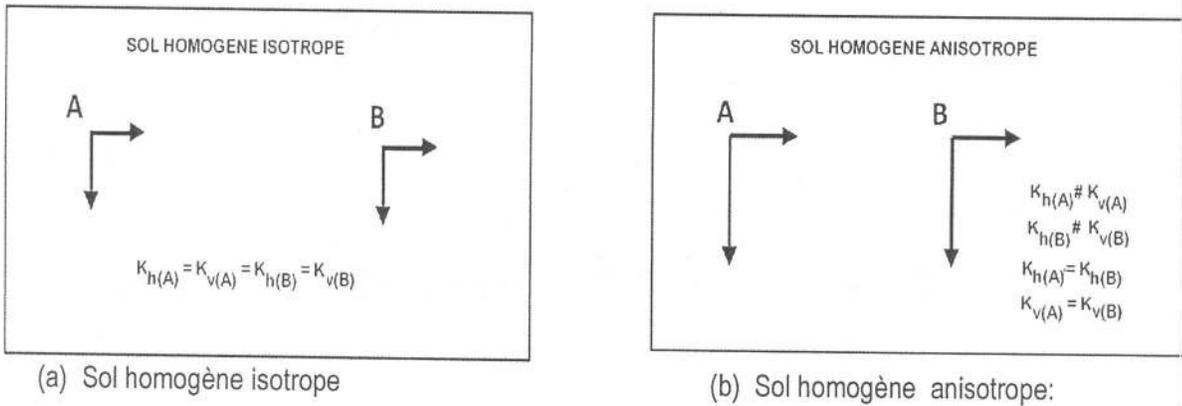


Figure II.1 Différents modes de milieux d'infiltration homogène

$$K_{h(A)} = K_{v(A)} = K_{h(B)} = K_{v(B)} = \dots = K_{\alpha(A)} = K_{\alpha(B)} \quad (II.2)$$

$$\begin{cases} K_{h(A)} \neq K_{v(A)} \neq K_{\alpha}^A \\ K_{h(B)} \neq K_{v(B)} \neq K_{\alpha}^B \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} K_{h(A)} = K_{h(B)} \\ K_{v(A)} = K_{v(B)} \\ K_{\alpha(A)} = K_{\alpha(B)} \end{cases} \quad (II.3)$$

1.2.2. Sol hétérogène

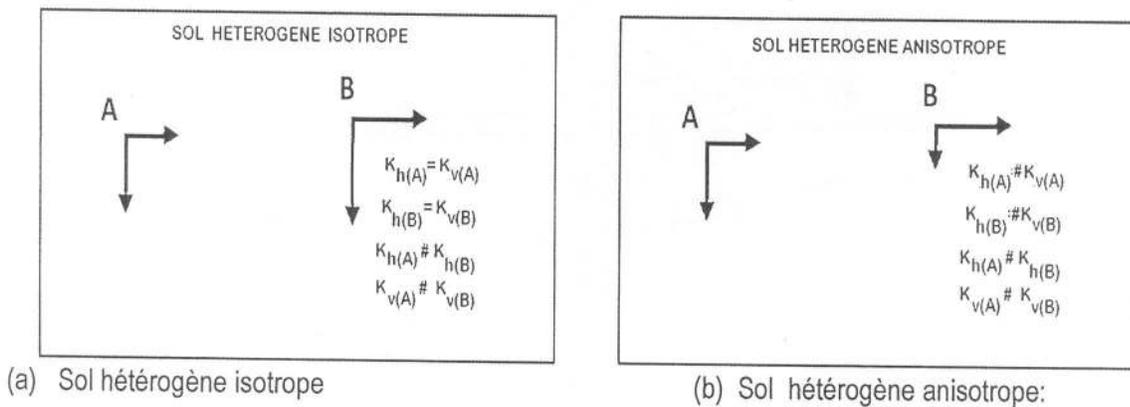


Figure II.2 : Différents modes de milieux d'infiltration hétérogène

$$\begin{cases} K_{h(A)} = K_{v(A)} = K_{\alpha}^A \\ K_{v(B)} = K_{v(B)} = K_{\alpha}^B \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} K_{h(A)} \neq K_{h(B)} \\ K_{v(A)} \neq K_{v(B)} \\ K_{\alpha(A)} \neq K_{\alpha(B)} \end{cases} \quad (II.4)$$

$$\begin{cases} K_{h(A)} \neq K_{v(A)} \neq K_{\alpha}^A \\ K_{v(B)} \neq K_{v(B)} \neq K_{\alpha}^B \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} K_{h(A)} \neq K_{h(B)} \\ K_{v(A)} \neq K_{v(B)} \\ K_{\alpha(A)} \neq K_{\alpha(B)} \end{cases} \quad (II.5)$$

II.2-CONTOUR SOUTERRAIN D'UN OUVRAGE HYDROTECHNIQUE

L'écoulement souterrain est en charge étant donné que la surface libre de la nappe n'existe pas (figure II.3).

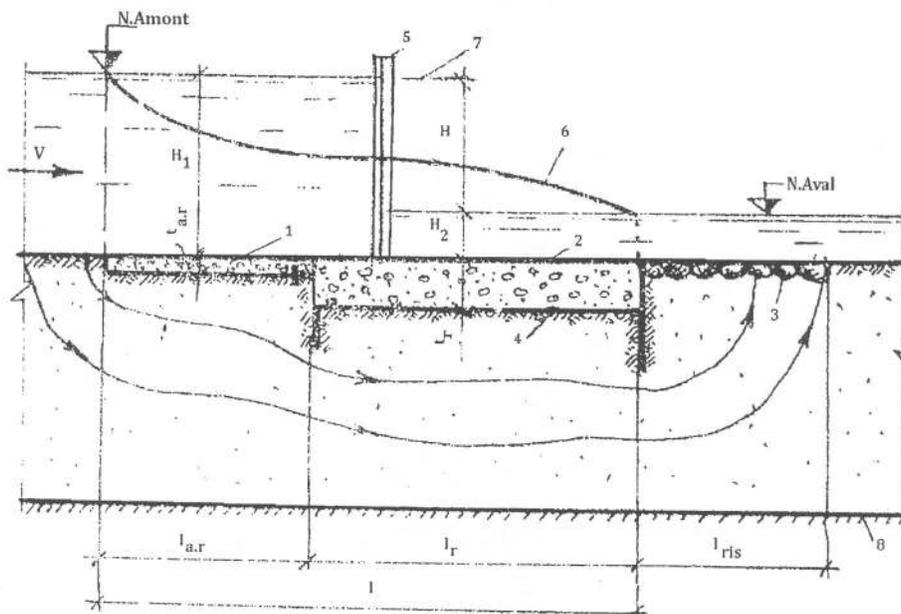


Figure II.3 : Coupe longitudinale d'un radier général

Légende :

- 1- avant radier ; 2- radier, 3- risberme ; 4- pied du radier ; 5- vanne ; 6- courbe de pression d'écoulement souterrain, 7- ligne d'énergie ; 8- couche imperméable.

II.3.PRINCIPE DE RESOLUTION DES PROBLEMES D'INFILTRATION

La théorie de calcul des problèmes d'infiltration est basée sur la détermination des paramètres suivants :

- Direction de l'écoulement
- Vitesse de l'écoulement
- Pression de l'écoulement
- Gradient de pression (hydraulique)

Les paramètres d'infiltration sont déterminés facilement si on possède une information sur le réseau hydrodynamique. Pour cela, il existe des méthodes : analytiques, numérique, graphiques ou bien combinées pour la détermination des paramètres d'infiltration.

II.3.1. Hypothèses de résolution théorique

- **Hypothèse n° 1** : Le sol est parfaitement homogène
- **Hypothèse n° 2** : L'écoulement est permanent et le fluide (eau) est incompressible, hypothèse valable pour des écoulements à faible vitesse ou les forces d'inerties sont négligeables.
- **Hypothèse n° 3** : L'écoulement permanent en régime laminaire régie par la loi de DARCY (1856) :

$$V = -K \cdot I \quad (II.6)$$

Considérant que les vitesses dérivent d'un potentiel, c'est-à-dire :

$$\vec{V} = -K \overrightarrow{\text{grad}} \varphi \quad (II.7)$$

φ : Potentiel hydraulique ($\varphi = z + P/\omega$)

- **Hypothèse n° 4** : L'écoulement est plan défini dans un repère XOY. La loi de Darcy (1856) s'écrit sous sa forme différentielle comme suit :

$$V_x = -K \frac{\partial h}{\partial x} \quad \text{et} \quad V_y = -K \frac{\partial h}{\partial y} \quad (II.8)$$

II.3.2. EQUATION FONDAMENTALE DE L'ÉCOULEMENT SOUTERRAIN

Condition de continuité : $\text{div} \vec{V} = 0 \Leftrightarrow \frac{\partial V_x}{\partial x} + \frac{\partial V_y}{\partial y} = 0 \quad (II.9)$

En combinant l'équation (II.8) et (II.9) on peut aboutir à une solution harmonique :

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \quad (II.10)$$

Autrement dit :

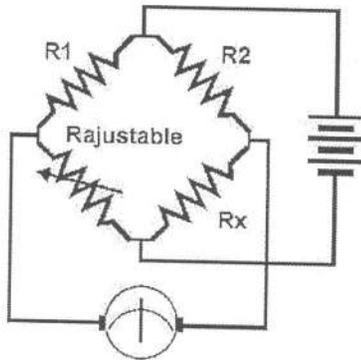
$$\text{div}(\vec{V}) = 0 \Leftrightarrow \text{div}(-K \overrightarrow{\text{grad}} \varphi) = \Delta \varphi = 0 \quad (II.11)$$

II.4. METHODES EXPERIMENTALES DE RESOLUTION

II.4.1- Méthode d'analogie électrique

C'est une méthode qui permet de résoudre le problème d'infiltration en domaine bidimensionnel (2D) ou tridimensionnel (3D). Le principe repose sur l'analogie électrique à savoir le courant électrique et l'infiltration de l'eau dans milieu poreux (voir tableau).

Parmi les méthodes les plus utilisés est la méthode d'analogie électrique dont le principe est basé sur le pont de WHEATSTONE (1843) : Le pont est composé de R_1 et R_2 résistance connues, R_3 d'une résistance variable avec précision, R_x résistance inconnue et d'un galvanomètre (appareil mesurant l'intensité des courants). Selon le théorème de MILLMAN (loi des nœuds), en équilibrage du Pont :



$$R_x R_1 - R_3 R_2 = 0 \Leftrightarrow \text{Equilibre du pont de wheatstone}$$

Figure II.4 : Schéma électrique du Pont de Wheatstone

Tableau n°1 : Tableau comparatif des paramètres d'analogie entre l'écoulement par infiltration et le courant électrique

Courant électrique (loi d'Ohms)	Écoulement par infiltration (Loi de Darcy)
<ul style="list-style-type: none"> Potentiel électrique : U 	<ul style="list-style-type: none"> Charge piezométrique : h
<ul style="list-style-type: none"> Conductivité électrique : $C = 1/\rho$ 	<ul style="list-style-type: none"> Coefficient de perméabilité: K
<ul style="list-style-type: none"> Densité du courant : i 	<ul style="list-style-type: none"> Vitesse d'infiltration : V
<ul style="list-style-type: none"> Loi d'Ohm : $i = c \frac{\partial U}{\partial l}$ 	<ul style="list-style-type: none"> Loi de Darcy : $v = k \frac{\partial h}{\partial l}$
<ul style="list-style-type: none"> Equation de Laplace (potentiel électrique) $\frac{\partial^2 U}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 U}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 U}{\partial z^2} = 0$	<ul style="list-style-type: none"> Equation de Laplace (charge hydraulique) $\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$

II.4.2. Méthode graphique de construction du réseau hydrodynamique

Il s'agit de la résolution de l'équation (II.10) qui peut s'effectuer par l'établissement du profil cinématique de l'écoulement souterrain en domaine plan représenté par deux un système de lignes composés des lignes équipotentielles et lignes de courants indiquant la trajectoire de l'écoulement.

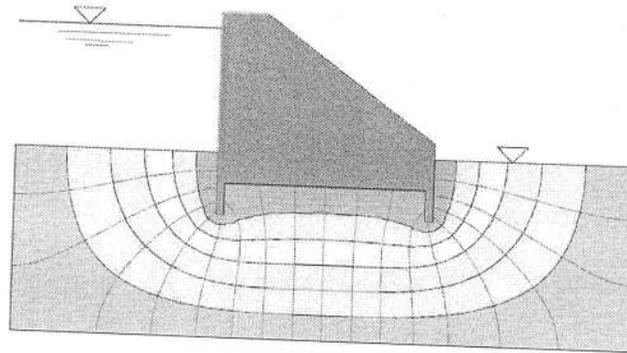


Figure II.5 : Exemple d'un réseau hydrodynamique.

Ainsi, les lignes équipotentielles et lignes de courants constituent le réseau hydrodynamique (figure II.5). Le réseau permet de déterminer les paramètres d'infiltration à savoir :

a) Pression de l'eau

On suppose que la charge est égale à un mètre, en divisant la zone d'infiltration en (n) bandes de pression, telle que la pression est maximale à l'amont du radier et minimale à l'extrémité aval. La différence de pression entre deux équipotentiels est égale à $1/n$.

b) Gradient hydraulique

Etant la différence de pression (ou appelée charge hydraulique) en deux points voisins P_1 et P_2 distant d'une longueur Δl égal à :

$$I_{\text{moy}} = \frac{1}{n \cdot \Delta l} \quad (\text{II.12})$$

c) Vitesse d'infiltration

La vitesse d'infiltration est régit par la loi de Darcy :

$$V_{\text{moy}} = K \cdot I_{\text{moy}} = K \cdot \frac{1}{n \cdot \Delta l} \quad (\text{II.13})$$

d) Débit d'infiltration

On suppose que le débit spécifique à travers une maille est égal au débit à travers une bande de débit, c'est-à-dire l'espace entre deux lignes de courants. Le débit spécifique pour la zone d'infiltration est exprimé par la relation :

$$q = \int_0^s v \, ds = \sum_{i=1}^m \Delta q_i = \sum_{i=1}^m K \cdot \frac{1}{n \cdot \Delta l} \cdot \Delta S = K \cdot \frac{m}{n} \quad (\text{II.14})$$

où

Δq : débit à travers une maille

ΔS : aire d'une maille, pour des carrés curvilignes $\Delta S = \Delta l \times 1$

m: le nombre de bandes de débits.

Le débit total de l'écoulement souterrain à travers les fondations de l'ouvrage de largeur B est déterminé par

$$Q = q \cdot B = K \cdot \frac{m}{n} \cdot B \quad (II.15)$$

II.4.3.Méthodes approximatives du calcul hydraulique des infiltrations

II.4.3.1-Méthode des contours linéaires (Règle de Bligh)

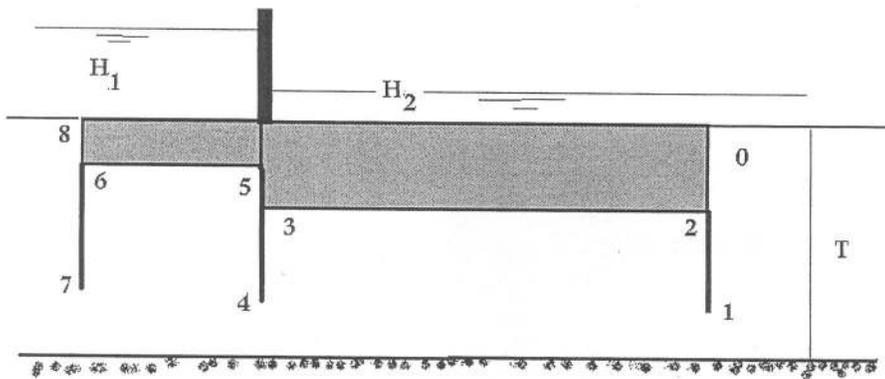


Figure II.6 : Principe de déploiement du contour linéaire suivant Bligh(1901)

Bligh considère que la ligne d'écoulement souterrain préférentielle correspond à la ligne de contact terrain-maçonnerie et terrain-palplanche ou palplanche. Il définit une longueur réelle déployée pour laquelle il n'y ait pas d'affouillement à condition que :

$$L_r \geq L_{c,d} \quad (II.16)$$

avec ;

$$L_{c,d} = C.H = C.(H_1 - H_2) \quad (II.17)$$

C : coefficient de proportionnalité de Bligh (1910), qui dépend de la nature du sol de fondation

Tableau n°2 : Valeurs du coefficient de Bligh.

Dénomination du sol	C	Dénomination du sol	C
Sols limoneux	8	Sols graveleux	3,5
Sables fins	6	Tourbe décomposé	8
Sables moyens	5	Tourbe nature	5
Sables grossiers	4	Sols loessiques	4-3,5
Galets	3	Sables argileux, limons argileux	3,5-3,0

Remarque :

A partir d'une analyse sur deux cents ouvrages, E.W Lane (1935) estime qu'il ne faut pas accorder la même importance aux cheminements horizontaux L_H et verticaux L_V d'infiltration. Il considère alors, qu'un chemin vertical offre plus de résistance qu'un chemin horizontal.

$$L_r = \sum L_v + \frac{1}{3} \sum L_H \geq C'H \quad (II.18)$$

C' : coefficient de LANE qui dépend de la nature du sol de fondation

Tableau n°3 : Valeurs du coefficient de Lane.

Dénomination du sol	C'	Dénomination du sol	C'
Sables très fins	8,5	Argiles molles	3,0
Sables fins	7,5	Argiles dures	1,8
Sables grossiers	5,0	Argiles très dure	5,0
graviers	3,0-3,5		

II.4.3.2. Méthode des coefficients (Méthode de Chugaev, 1971)

L'écoulement souterrain dans la fondation de l'ouvrage est assimilé à un écoulement dans une conduite en charge. Dans ce cas, on ne tient compte que des pertes de charge linéaires et singulières le long du cheminement souterrain de l'eau. Les pertes de charge sont déterminées par les coefficients de résistances du sol.

Dans cette méthode, il est primordial alors de distinguer les problèmes d'infiltration suivants :

1. Établissement de l'épure des sous-pressions (ligne piézométrique) pour les éléments horizontaux et la détermination du gradient de contrôle piézométrique I_c , selon la position substratum T''_c
2. Détermination du gradient maximal piézométrique de sortie I_s^{\max} à la surface aval, selon la position substratum T''_c
3. Détermination du débit d'infiltration, selon la position substratum T'''_c

A partir, du rapport des projections horizontales et verticales, on détermine la profondeur active T'_{ac} du contour souterrain.

Tableau n°4 : critères de détermination de la profondeur active

$\frac{l_o}{S_o}$	> 5	$< (5 - 3,4)$	$< (3,4-1)$	$< (1-0)$
T'_{ac}	$0,5l_o$	$2,5 S_o$	$0,8 S_o+0,5 l_o$	$S_o+0,3 l_o$

En utilisant les conditions suivantes :

$$I: \begin{cases} T'_{ac} \geq T_r \Rightarrow T'_c = T_r \\ T'_{ac} < T_r \Rightarrow T'_c = T'_{ac} \end{cases} \quad (II.19)$$

Le calcul du gradient de sortie :

$$T''_{ac} = 2T'_{ac} \quad (II.20)$$

$$II: \begin{cases} T''_{ac} \geq T_r \Rightarrow T''_c = T_r \\ T''_{ac} < T_r \Rightarrow T''_c = T''_{ac} \end{cases} \quad (II.21)$$

On considère dans le calcul des débits, que la profondeur de calcul T''_c correspond à la profondeur réelle T_r . Les pertes de charge h_i sont réparties entre les éléments du contour souterrain proportionnellement égaux à la valeur des coefficients de résistances ξ_i . L'ensemble des résistances sont calculées par l'abaque de Chugaev.

La perte de charge est exprimée par :

$$h_i = \left(\frac{H}{\sum \xi_i} \right) \cdot \xi_{ip} \quad (II.22)$$

Le gradient de contrôle est exprimé par :

$$l_{cont} = \frac{H}{\sum \xi_i T'_c} \leq l_{adm} \quad (II.23)$$

Le gradient de contrôle, exprimant la résistance générale des fondations à l'infiltration doit être inférieur au gradient admissible (l_{adm}), qui dépend de la nature du sol de fondation et de la classe de l'ouvrage hydrotechnique (Tableau n° 5).

Tableau n°5 : Valeurs de gradient admissible , Chugaev (1971)

Type de Sol	Gradient admissible l_{adm}
Argile dense	0,40-0,52
Sable gros, gravier	0,25-0,33
Silt argileux	0,20-0,26
Sable moyen	0,15-0,20
Sable fin	0,12-0,16

Selon Noumerov, le gradient maximal de sortie peut être exprimé par l'expression :

$$I_{\max}^s = \left(\frac{H}{T''_1} \right) \cdot \left(\frac{1}{\alpha \cdot \sum \xi''} \right) \quad (II.24)$$

où :

$$\alpha = \sqrt{\left(1 - \frac{T''_2}{T''_1} \right)^2} \quad (\text{Pour } s=0) \quad (II.25)$$

Le débit d'infiltration spécifique est exprimé par la relation :

$$q = K \cdot \left(\frac{H}{\sum \xi''' } \right) \quad (II.26)$$

II.4.3.3. Méthode du contour allongé (Bligh-Chugaev)

C'est une méthode de Bligh améliorée par Chugaev qui permet de construire l'épure des sous pressions sur chaque fragment du contour souterrain : entrée, sortie et sur la longueur du contour souterrain.

La sous pression est calculé selon la profondeur T'_c en utilisant la notion de longueur virtuelle déterminée par la relation (figure) :

$$L_{\text{vir}} = L_r + 2 \cdot 0,44 T'_c \quad (II.27)$$

Les pertes de charge à l'entrée et à la sortie sont déterminées par :

$$h_e = \frac{2 \cdot \lambda_e}{\lambda_e + \lambda_s + L_{rd}} \quad (II.28)$$

$$h_s = \frac{2 \cdot \lambda_s}{\lambda_e + \lambda_s + L_{rd}} \quad (II.29)$$

Pour plus de précision, les pertes de charge à l'entrée et à la sortie peuvent être corrigées par un coefficient de correction comme suit :

à l'entrée :

$$h'_e = \delta_e \cdot h_e \quad (II.30)$$

avec :

$$\delta_e = \left[\sin\left(\frac{3\pi}{4} \left(4 \frac{s}{\pi} + 1 - \frac{T_2}{T_1} \right) \right) \right]^{1/2}$$

à la sortie :

$$h'_s = \delta_s \cdot h_s \quad (II.31)$$

avec :

$$\delta_s = \left[\sin\left(\frac{3\pi}{4} \left(4 \frac{S}{\pi} + 1 - \frac{T_2}{T_1}\right)\right) \right]^{1/2}$$

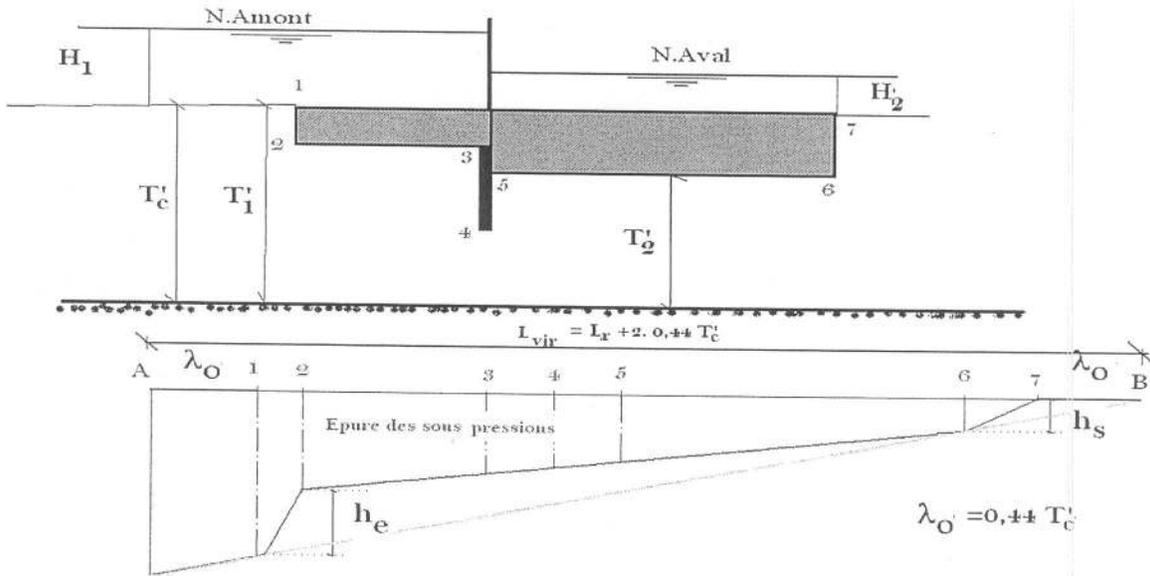


Figure II.7 : Principe de détermination de l'épure des sous pressions par la méthode du contour allongé (combinée).

Dans cette méthode on ne tient compte que des pertes de charges à l'entrée et à la sortie du radier (figure). La longueur minimale admissible du contour est égale :

$$L_{min}^{adm} = \frac{H}{l_{adm}} - 0,88 T'_{moy} \quad (II.32)$$

II.5. Infiltration dans un milieu homogène anisotrope

Le calcul pour ce type de sol est basé sur un procédé artificiel qui consiste à substituer le problème d'un sol homogène anisotrope par un sol homogène isotrope équivalent, en introduisant le coefficient d'altération définie par :

$$a = \sqrt{\frac{K_v}{K_H}} \quad \text{avec la condition que : } 0,1 < \frac{K_v}{K_H} < 1 \quad (II.33)$$

où

K_v et K_H : étant les coefficients de perméabilités respectifs vertical et horizontal

On applique au modèle fictif (équivalent) déduit du modèle réel une altération géométrique aux dimensions horizontales de rapport $\sqrt{\frac{K_V}{K_H}}$. On procède par la suite au calcul de l'infiltration par un coefficient équivalent.

$$K_{eq} = \sqrt{K_H \cdot K_V} \quad (II.34)$$

II.6. DEFORMATION DES FONDATIONS SOUS L'ACTION DE L'ÉCOULEMENT DES EAUX D'INFILTRATIONS

L'écoulement souterrain peut être à l'origine de déformations engendreront ainsi à la ruine de l'ouvrage. Les différentes déformations peuvent se résumer comme suit :

- Erosion mécanique (renard mécanique) : Elle est externe, lors d'un entrainement des particules du sol non cohérentes, hétérogènes par le courant d'infiltration, c'est-à-dire à l'instant où le gradient hydraulique est supérieur au gradient critique ($I > (I^F)_{cr}$). Dans le cas d'une érosion interne les particules se déplacent dans la zone d'infiltration.
- Erosion chimique (renard chimique) : Lorsque certaines matières constituant le sol sont dissoutes par les eaux d'infiltration.
- Foisonnement (soulèvement hydraulique) : C'est une augmentation du volume du sol avec apparition des fissurations aux zones d'émergence du courant d'infiltration suivi d'un soulèvement des agrégats du sol pour la valeur d'un gradient supérieur à la valeur critique ($I > (I^F)_{cr}$). L'action de l'écoulement (courant) ascendant entraîne une suspension des particules du sol, ce qu'on appelle phénomène de bouillie (l'eau à l'air de bouillir).
- Exfoliation (érosion de contact) : C'est l'arrachage des particules ou des agrégats de sol cohérent en contact avec un sol non cohérent de gros diamètre. Exemple le cas d'un filtre inversé.
- Affouillement de contact : C'est l'affouillement de contact de deux sols de granulométries différentes. Cette déformation est provoquée par l'écoulement souterrain parallèle aux surfaces de contacts lorsque les gradients sont supérieurs à la valeur du gradient (I^{er})_{cr}.
- L'aptitude du sol à résister aux déformations est appelée résistance du sol à l'infiltration.

II.6.1 Détermination des déformations du sol sous l'action d'un écoulement souterrain

a) Erosion mécanique

Le gradient admissible aux sols de non affouillements (non affouillables) (I)_{adm} dépend essentiellement du coefficient d'homogénéité (d'uniformité ou coefficient de HAZEN) η défini par le rapport :

$$\eta = \frac{d_{60}}{d_{10}} \quad (II.35)$$

d_y : diamètre des particules, de masse inférieure de y % par rapport à la masse totale du sol de l'échantillon étudié.

Le gradient critique du renard (d'érosion mécanique/chimique), doit être toujours inférieur au gradient critique de foisonnement $(I^{er})_{cr} < (I^F)_{cr}$.

Expérimentalement il a été établi qu'en l'absence de recharge à l'endroit de sortie du courant d'infiltration et pour éviter les déformations de renard ou de foisonnement. Le gradient de sortie ne doit pas dépasser la valeur du gradient admissible égale à :

Tableau n°6: Valeurs du gradient admissible en fonction du coefficient d'homogénéité

Gradient admissible (I) _{adm}	Coefficient d'homogénéité η
0,30 – 0,40	η ≤ 10
0,20	10 < η ≤ 20
≤ 0,10	> 20

Les sols sujets d'affouillement sont protégés contre l'érosion mécanique par des filtres inversés qui permettent d'avoir la condition d'un gradient de sortie est inférieur au gradient admissible :

$$(I_s) < (I^r)_{adm} \quad (II.36)$$

L'absence d'un affouillement dans un sol est conditionnée par le critère ci-après:

$$0,77 d_{o\max} < d_{\min} \quad (II.37)$$

où :

$d_{o\max}$: diamètre maximum du conduit d'infiltration (c'est-à-dire diamètre des pores) dans le sol.
 d_{\min} : diamètre minimum des particules du sol.

$$d_{o\max} = 0,445 \sqrt[6]{\eta} (1 + 0,05 \eta) \left(\frac{n}{1-n} \right) d_{17} \quad (II.38)$$

d_{17} : diamètre des particules, inférieures aux quelles forment respectivement 17% de la masse du sol.

Si $d_{o\max} > d_{\min}$, le sol est considéré affouillable cela signifie que l'écoulement souterrain entraîne toutes les particules de diamètre $d_{o\max}$ et la vitesse d'écoulement est supérieure à la vitesse critique.

Cette dernière est donnée par l'expression de Patrachev

$$V_{cr} = \zeta_o d_c \left(\sqrt{\frac{\eta \cdot g}{v}} \right) K \quad (II.39)$$

où :

$$\zeta_o = 0,6 \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right) \rho^* \sin \left(30^\circ + \frac{\theta}{8} \right) \quad \text{avec} \quad \rho^* = 0,82 - 0,18 n + 0,0062 (\eta - 5) \quad (II.40).$$

γ_s : Poids volumique du sol tf/m^3 ,

γ_w : Poids de l'eau tf/m^3 ;

d_c : diamètre des grains entraînés (cm) ;

- g : accélération de la pesanteur (cm/s²).
- K : coefficient de perméabilité (cm/s) ; n : porosité ;
- v : viscosité cinématique de l'eau (cm²/s).
- θ : angle formé par la direction de la vitesse de l'écoulement.

- Le sol est quasi affouillable satisfait à l'inégalité suivante :

$$\frac{d_3}{d_{17}} > N \text{ avec } N = (0,32 + 0,0016 \eta) \sqrt[6]{\eta} \left(\frac{n}{1-n} \right). \quad (II.41)$$

b) Soulèvement hydraulique

Le soulèvement hydraulique se produit lorsque la composante verticale ascendante de la force hydrodynamique appliquée à l'unité de volume du sol est supérieure à la force de pesanteur

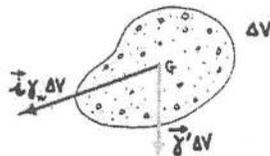


Figure I.9 : Élément du sol aux forces volumiques de pesanteur et d'écoulement

$$W_F = (I_{cr}^{sh} \gamma_w - \gamma_s) > 0 \quad (II.42)$$

Sachant que :

$$\gamma_h = \gamma_d (1 + \omega) \quad \text{et} \quad \gamma_s = \frac{\gamma_d}{(1-n)} \quad (II.43)$$

Le gradient peut être exprimé par :

$$I_{cr}^{sh} = \frac{\gamma_h}{\gamma_w} - (1-n) \quad (II.44)$$

Pour des sables fins de diamètre médian d_{50} des particules varie de 0,07- 0,2. Le gradient prend l'expression suivante :

$$I_{cr}^{sh} = \alpha \cdot \left[\frac{\gamma_h}{\gamma_w} - (1-n) \right] \quad (II.45)$$

α : coefficient de correction variant de 0,90 à 0,95.

γ_h : poids volumique du sol humide (kgf/m³)

γ_w : poids volumique de l'eau (kgf/m³).

$$\text{Le gradient admissible peut être estimé à : } I_{adm}^{sh} = \frac{I_{cr}^{sh}}{n_{sh}} \quad (II.46)$$

n^{sh} : coefficient de sécurité dépendant de la durabilité de l'ouvrage. Le soulèvement a non-lieu si la condition suivante est satisfaite :

$$I_m^{sh} \leq I_{adm}^{sh} \quad (II.47)$$

I_m^{sh} : gradient moyen de l'écoulement souterrain sur la voie verticale d'infiltration égal :

$$I_m^{sh} = \frac{h_p'}{S'} \quad (II.48)$$

h_p' : sous pression d'infiltration à la pointe du rideau de la palplanche ou le mur de parafouille.

S' : profondeur du rideau de palplanche ou de parafouille

II.7.DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES, RENARD ET EROSION REGRESSIVE

Il s'agit d'envisager des mesures constructives afin de réduire les risques de formation d'un renard notamment par la réduction des valeurs du gradient hydraulique en donnant des fiches suffisantes dans le sol aux palplanches, ou bien par la protection du bief amont par un avant-radier imperméable.

Au bief aval, il est indispensable de prévoir des filtres aux endroits d'émergence avec une granulométrie des matériaux judicieusement choisis. Les filtres sont constitués de couches successives de matériaux perméables, de granulométries de plus en plus fines (inversement pour le filtre inversé).

Le filtre ne doit ni se *dégrader* par entrainement de ses éléments, ni se colmater. Il doit répondre au critère d'uniformité du sol, c'est à dire que $\eta = \frac{d_{60}}{d_{10}} < 2$. Généralement le choix du filtre doit répondre aux critères de Terzaghi

$$\frac{d_{15 \text{ Filtre}}}{d_{15 \text{ Sol à protéger}}} > 4 \quad (II.49)$$

Associé à la condition citée en équation ci-dessus (II.49), l'*US Bureau of Reclamation*, préconise les relations suivantes (figure II.10) :

$$\frac{d_{15 \text{ Filtre}}}{d_{85 \text{ Sol à protéger}}} < 5 \quad ; \quad \frac{d_{15 \text{ Filtre}}}{d_{15 \text{ Sol à protéger}}} < 20 \quad ; \quad \frac{d_{50 \text{ Filtre}}}{d_{50 \text{ Sol à protéger}}} < 25 \quad (II.50)$$

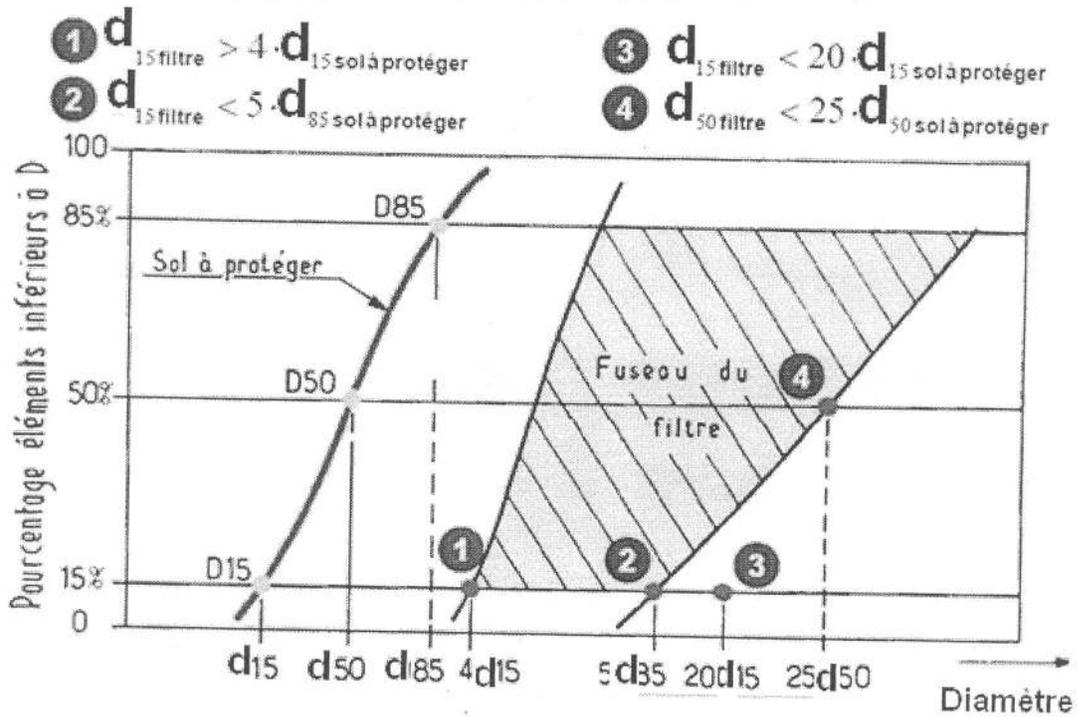


Figure II.10: Choix du fuseau granulométrique d'un filtre

Lorsque le filtre est entouré d'un drain perforé (collecteur), les trous de ce drain ne doivent pas dépasser une dimension limite donnée par la relation :

$$d_{\max(\text{drain})} = \frac{d_{85 \text{ Filtre}}}{2} \quad (\text{II.51})$$

II.8. INFLUENCE DES ELEMENTS DU RADIER SUR L'ÉCOULEMENT SOUTERRAIN

II.8.1 Dispositif de drainage

- Le drainage c'est un dispositif qui permet le captage et l'évacuation des eaux d'infiltration ce qui permet la diminution et l'atténuation des effets des sous pressions dans les limites de la partie imperméable du radier.
- Pour la construction du drainage, on utilise les sables grossiers, les galets et leurs mélanges et aussi le béton poreux et parfois les matériaux fibreux.
- Dans le cas de la (Figure II.11 a), le dispositif de drainage sous la risberme permet l'émergence sans danger du courant d'infiltration en aval.

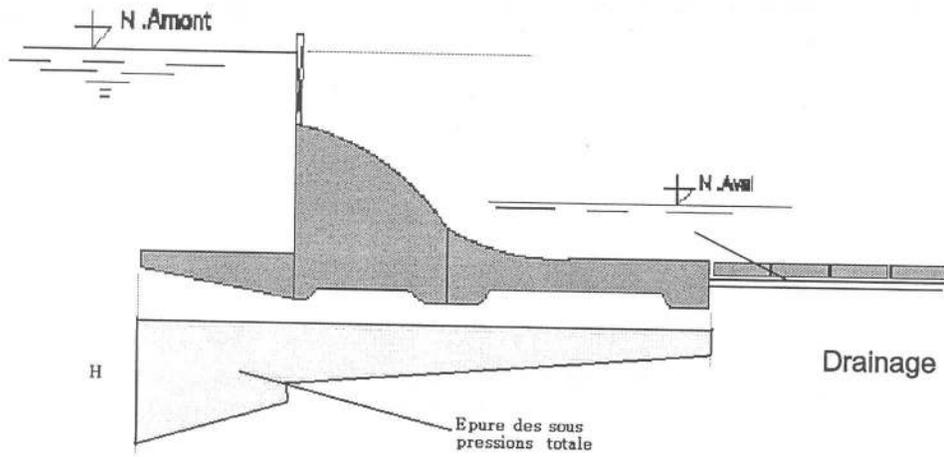


Figure II.11 a : Radier général avec système de drainage sous la risberme

Le drainage sous le bassin de dissipation (Figure II.11 b) permet outre l'évacuation partielle des eaux d'infiltration la diminution des sous pression sous cet élément.

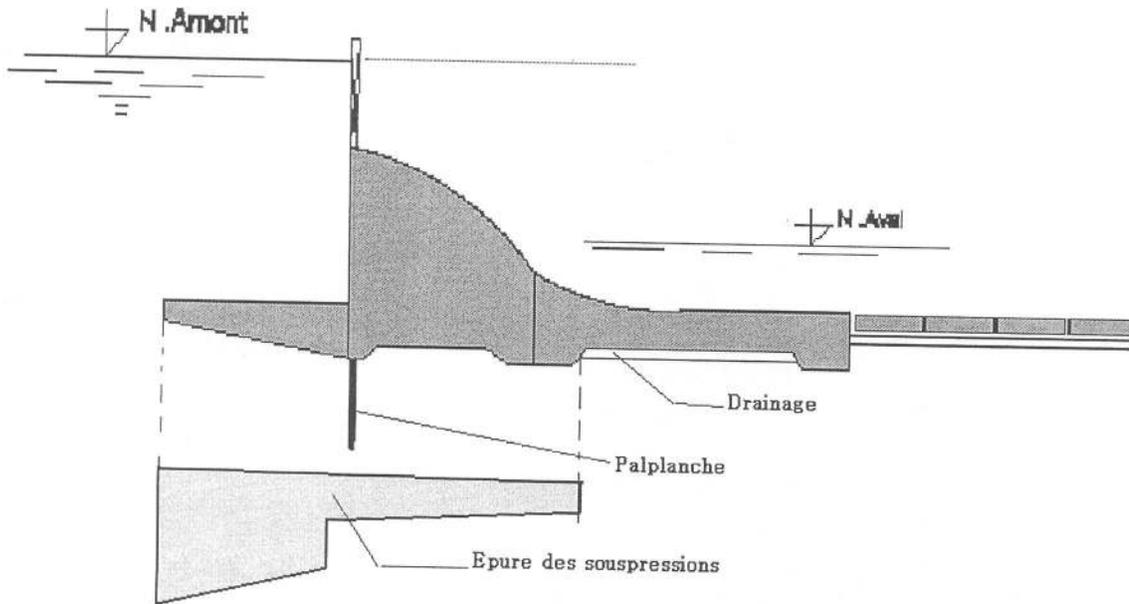


Figure II.11. b : Système de drainage sous le bassin de dissipation

Le drainage disposé sous le radier du barrage (Figure II.11. c) remplit les mêmes fonctions que celui du bassin de dissipation.

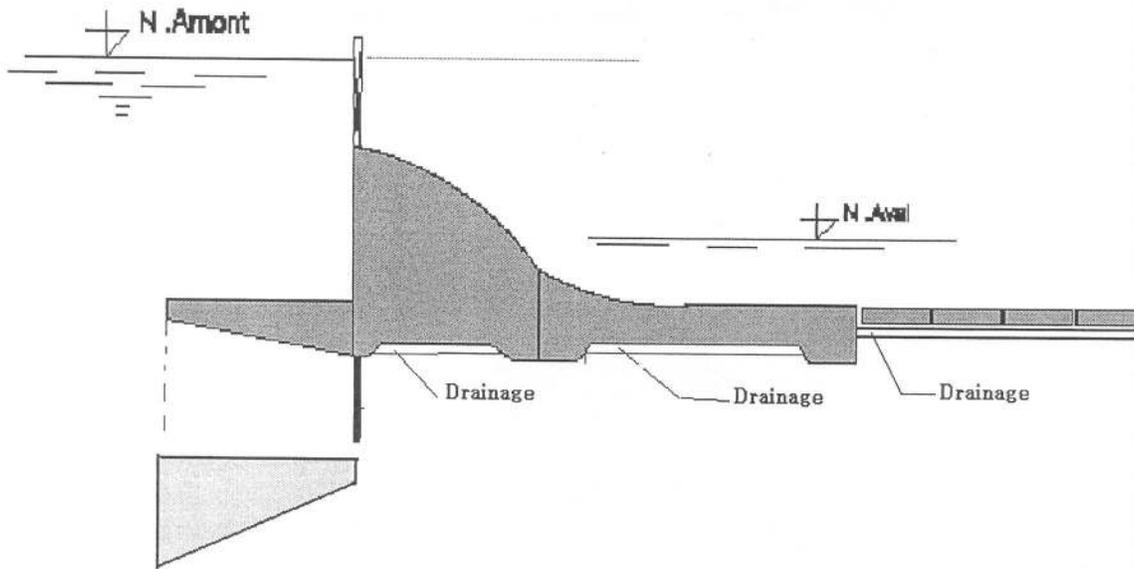


Figure II.11 c : Système de drainage sous le radier

Il est possible de disposer une galerie de drainage en fin d'avant radier (Figure II.11. d).

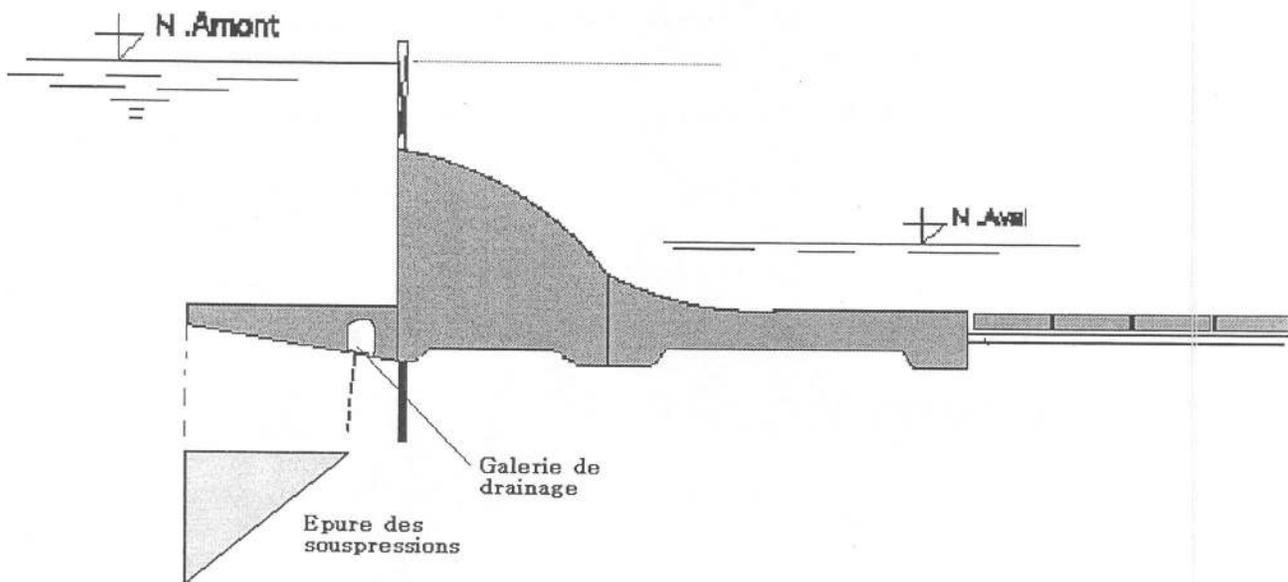


Figure II.11. d : Radier avec galerie de drainage

II.8.2 Palplanches

Pour permettre une augmentation du chemin d'infiltration et aussi la diminution du gradient hydraulique jusqu'à la limite admissible, pour cela on construit un rideau de palplanches au début de l'avant radier (figure I.11. e). La valeur de la charge est égale à la charge amont moins la perte de charge du rideau de palplanche au début d'avant radier $H' = H_1 - h_p$.

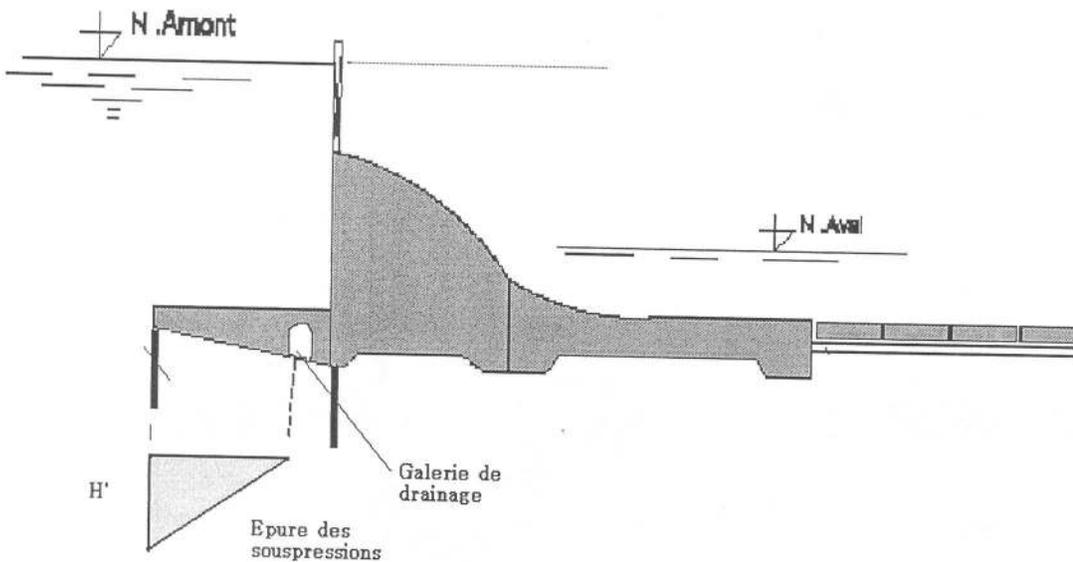


Figure II.11. e : Avant radier avec deux palplanches et galerie de drainage

Les drainages disposés sous les parties imperméables du radier doivent être reliés entre eux et l'évacuation des eaux d'infiltration doit s'effectuer sans obstacle.

L'introduction des rideaux de palplanches dans un contour souterrain aboutit à l'augmentation du chemin d'infiltration et par conséquent à diminution du gradient hydraulique. La résistance du sol à l'infiltration augmente et les sous-pressions après les palplanches diminuent.

Un contour souterrain peut contenir un, deux ou plusieurs rideaux de palplanches. Deux ou plusieurs rideaux de palplanches sont prévus seulement dans des cas exceptionnels et pour des fondations convenables.

Il existe trois schémas de dispositions de rideaux de palplanches : au début et à la fin de l'avant radier à la fin du radier. Le schéma avec rideau de palplanches en fin du radier n'est pas recommandé. Le schéma optimal est celui de la disposition de rideau de palplanche à la fin de l'avant-radier (début du radier)

CHAPITRE III

FONDATEMENTS ROCHEUSES ET METHODES DE TRAITEMENT

Introduction

L'ingénieur conçoit des ouvrages hydrotechniques depuis des siècles en tenant compte de l'observation des succès et surtout des échecs. La cause principale des accidents a été toujours été les ruptures des fondations. Or, actuellement, la fondation des ouvrages est une donnée naturelle du site extrêmement difficile à appréhender dans toute sa complexité.

L'inquiétude prenait grande ampleur à la rupture d'ouvrages hydrotechniques. Les accidents survenus à travers le monde durant les $\text{IX}^{\text{ème}}$ et au $\text{XX}^{\text{ème}}$ Siècle, notamment la rupture du barrage de Malpasset en 1959 ont été l'une des causes principales d'inciter la communauté scientifique à engendrer des débats scientifiques liés aux questions des investigations géotechniques et l'étude fondations des ouvrages.

Dans ce contexte, on peut citer le premier congrès de la mécanique des roches en 1964 et celui de l'association Internationale de l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur, tenu en septembre en 1970 à Paris.

III.1. CARACTERISTIQUES D'UNE FONDATION

Dans son plan le plus strict, la fondation est l'élément qui sert de support à l'ouvrage et ses charges : elle comprend la couche superficielle de l'écorce terrestre et la partie de l'édifice destinée à reporter les efforts sur le sol. La technique des fondations concerne simultanément deux problèmes :

- L'évaluation de la capacité portante du sol et le calcul de l'élément intermédiaire qui lui transmet les charges.
 - De même que les autres éléments d'un ouvrage, la fondation doit satisfaire à certaines conditions, dont trois sont fondamentales :
- La fondation doit être convenablement située, compte tenu des facteurs susceptibles d'altérer ses qualités
 - La fondation, incluant le sol sous-jacent, doit être stable et à l'abri des ruptures.
 - La fondation ne doit ni se tasser, ni se déformer au point de créer des désordres dans l'édifice ou de gêner l'exploitation.

III.2. CLASSIFICATION DES FONDATIONS

Il existe trois classes de fondations : a) Fondations rocheuses ; b) Fondation semi-rocheuses et c) Fondation non rocheuses.

Afin que, tous les intéressés parlent le même langage et que les comparaisons soient pas biaisées ; il est recommandé d'utiliser la classification proposée en 1980 par la société Internationale de la Mécanique des Roches (SIMR) Cette classification tient compte des paramètres physiques et mécaniques du sol de fondation.

1. Etat d'altération (tableau n°1)
2. Epaisseur des strates (tableau n°2)

3. Réseau de discontinuité
4. Résistance à la compression simple de la roche (tableau n°3)..
5. Angle de frottement des discontinuités. (tableau°4).

Tableau n°1: Classification du massif rocheux suivant l'état d'altération, d'après (CIGB/ICLGD)

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

Tableau n°2 : Classification du massif rocheux suivant l'épaisseur des strates, d'après (CIGB/ICLGD)

Epaisseur (cm)	Symbole	Désignation
>200	L ₁	Très grande
	L ₁₋₂	Plus grande que la moyenne
60-200	L ₂	Grande
20-60	L ₂ L ₃	Moyenne
6-20	L ₄	Moyenne
	L ₄₋₅	plus petite que la moyenne
<6	L ₅	Très petite

Tableau N°3 : Classification du massif rocheux suivant la résistance à la compression,

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

Tableau n°4 : Classification du massif rocheux suivant l'angle de frottement des discontinuités (CIGB/ICLLOD).

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

III.3. METHODES DE TRAITEMENT DES FONDATIONS

Dans le cas de barrages, on peut améliorer les propriétés d'une fondation rocheuse par trois catégories distinctes de mesures correctives :

- Réduction des déformations
- Augmentation de la résistance
- Maîtrise de la résistance.

Tous les moyens ne sont pas également efficaces sur un site donné. Par surcroît, leur effet n'est pas toujours clairement compris à cause des lacunes de nos connaissances qui existent encore dans certains domaines de la mécanique des roches. Il y a donc une partie d'appréciation subjective dans beaucoup de décisions concernant le traitement des fondations. Les mesures correctives considérées qui peuvent se classer en trois catégories principales:

- a. Le traitement des fouilles
- b. Le renforcement des fondations
- c. L'étanchéité et le drainage des fondations.

III.4.1. Traitement des fouilles des fondations

L'exécution des fouilles d'un grand ouvrage hydrotechnique, exemple barrage est une opération de grande envergure qui dans bien des cas, constitue un élément capital du programme des travaux et du coût de l'aménagement, c'est au moment de l'ouverture des fouilles que le diagnostic géologique, posé au moment des reconnaissances d'avant projet et du projet, se trouve pour la première fois confrontées à la réalité du site.

III.4.2. Injections de consolidations:

On sait que les propriétés des massifs rocheux fissurés sont dominées par le comportement des discontinuités. On montre facilement, par exemple, qu'une masse rocheuse à matrice très rigide à un module de déformation faible, s'il existe des discontinuités ouvertes même très fines. La difficulté est de parvenir à faire pénétrer le coulis dans les discontinuités, pénétration qui comporte de strictes limitations.

L'effet principal de l'injection de consolidation est probablement d'homogénéiser la déformabilité de la masse rocheuse car, même si les fissures fines naturelles ne sont pas injectées, les zones où sont ouvertes de larges fissures sont traitées et donc rendu moins déformable.

III.4.3. Etanchéité et Drainage

Nulle fondation n'est parfaitement étanche, certaines sont très perméable. Dans tous les cas, le projet d'un ouvrage hydrotechnique, en particulier de barrage doit être adaptés aux effets des écoulements de percolation qui s'établiront lorsqu'il sera mis en eau. En rendant étanches certaines zones bien choisies de la fondation et en drainant d'autres, on peut maîtriser les percolations à la fois en débits et en forces. Ces deux traitements sont complémentaires, quoique parfois un seul suffise.

Divers techniques peuvent être utilisées pour la réalisation d'un écran d'étanchéité y a tout d'abord, la technique de l'injection qui atteint aujourd'hui un haut degré d'efficacité compte tenu des progrès réalisés au cours ces dernières années.

Etant données que le drainage est considéré comme le moyen le plus efficace dans la plupart des cas. A ce propos, on peut indiquer la classe de perméabilité des roches fissurées par le teste de (M. LUGEON, 1933). On appelle une unité 1 Lugeon ou bien (1UL), c'est le débit d'un litre d'eau injecté par minute dans un tronçon de forage d'un mètre de longueur, sous une pression d'un 1MPa maintenu constante durant 10 minutes.

- a) Faible Perméabilité : pour $K < 5$ UL, le drainage est généralement fondamental, alors que l'injection est inutile.
- b) Forte Perméabilité : pour $K \geq 50$ UL, l'injection est nécessaire pour limiter la quantité des fuites, alors que le drainage est nécessaire.
- c) Perméabilité Moyenne : pour $5 \leq K \leq 50$ UL Le drainage est toujours utile, n'est pas cher et écran d'injection peut être exécuté, soit pour obturer d'éventuels vides, soit pour réduire les fuites à une valeur économique en fonction du prix estimé de l'eau perdue.

En résumé, pour concevoir les écrans d'injection et de drainage on doit impérativement suivre les phases suivantes :

- I. Déterminer les caractéristiques géologiques et géotechniques du milieu à traiter.
- II. Évaluer le comportement de la masse rocheuse sous l'effet du champ de continuité complexe provoqué par les charges appliquées et les forces de percolation.
- III. Concevoir la meilleure disposition permettant d'agir sur ce comportement ; il est nécessaire de faire des calculs précis, mais plutôt de couvrir tous les cas qui pourraient conduire à des situations indésirables.
- IV. Ausculter in situ le réseau d'écoulement, de façon à vérifier la validité des dispositifs mis en œuvre et les modifier si nécessaire.

Or, beaucoup de situations graves se sont produites parce que l'une au moins de ces quatre phases avait été négligée.

Tableau n° 6 : Classification des barrages, selon la hauteur et le type de fondation (Norme soviétique SNIP).

Ouvrage de Retenue	Sol de fondation	Hauteur selon la classe			
		I	II	III	IV
• Barrage en matériaux locaux	-Rocheux	>100	70- 100	25- 70	< 25
	-Sablonneux, grossiers, argileux à l'état solide	> 78	35- 75	15-35	<15
	-Argileux saturés d'eau à l'état plastique	> 50	25- 50	15-25	< 15
• Barrage en béton et en béton armé	-Rocheux	> 100	60-100	25-60	<25
• Construction sous l'eau de l'usine hydroélectrique, écluse, ouvrage de retenue.	-Sablonneux, grossiers, argileux à l'état solide	> 50	25-50	10-25	< 10
	- Argileux saturé d'eau à l'état plastique.	> 25	20-25	10-20	< 10

CHAPITRE IV

INFILTRATION DES EAUX DANS LES FONDATIONS ROCHEUSES

Introduction

Les sols rocheux sont imperméables, caractérisés d'une faible porosité de l'ordre de (0,05 à 0,08)%. Cependant, il existe dans ce type de sols un système de fissuration dont les dimensions varient de fractions de millimètres à quelques mètres. Dans le cas de minces fissurations on effectue le calcul en supposant que l'infiltration obéit à la loi de Darcy, situation pour laquelle on ne tient pas compte de l'anisotropie du sol due à la disposition non ordonnées dans le massif du sol.

IV.1. METHODOLOGIE DE CALCUL

Dans les larges fissures l'infiltration prend un caractère turbulent, les caractéristiques de l'écoulement souterrain (niveau, pression, gradient hydraulique) pour les barrages de Classes : I, II et III sont déterminées par la méthode d'analogie électrique ou par d'autres méthodes recommandées par les normes de calculs.

Pour les barrages de classe IV et le calcul préalable des barrages de Classes I, II et III (cf. paragraphe IV.4.3), les caractéristiques de l'écoulement souterrain peuvent être déterminées par les méthodes analytiques approximatives (méthode des coefficients de résistanceetc.)

Dans les calculs, la force d'infiltration et les sous pressions appliqués à la surface de contact (sol-contour souterrain) sont multipliés par le coefficient de surface effective de sous pression $\alpha_2 \leq 1$ (figure V.1).

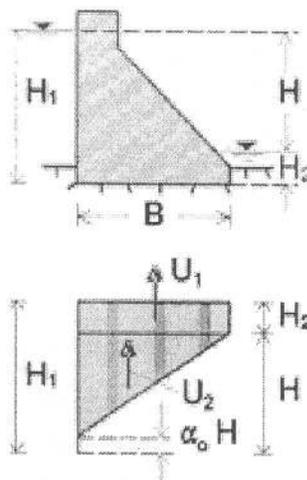


Figure IV.1 : Répartition des sous pressions d'un barrage en béton sous fondation rocheuse (Grishin et al, 1979)

Selon les normes soviétiques, Grishin et al, 1979 considère que α_2 varie de 0,7 à 0,95 est souvent les expériences ont donné des valeurs inférieures à ceux préconisés. Mais souvent, on opte pour $\alpha_2=1$. Pour Grishin cette valeur est sécuritaire, mais impossible sur le plan physique.

Nous pouvons écrire alors, que la sous pression statique est de la forme :

$$U_1 = \alpha_2 \gamma_w H_2 B \quad (IV.1)$$

Les sous pressions dynamique U_2 , supposées linéaire, calculée selon l'expression suivante :

$$U_2 = 0,5 \gamma_w (1 - \alpha_0) B \alpha_2 \quad (IV.2)$$

α_0 : étant un coefficient de perte de charge de l'infiltration dans le milieu rocheux, Souvent on prend ($\alpha_0 \cong 0-0,1$).

La construction du diagramme des sous-pressions dynamique U_2 dépend essentiellement de la construction du voile d'injection et du système de drainage derrière les rideaux d'injection. Au niveau du voile d'injection l'épure des sous pression est réduite à la valeur $\alpha_1 H$ avec la valeur du coefficient $0,3 \leq \alpha_1 \leq 0,6$ (figure V.2)

Il est bien évident que l'augmentation la force de sous pression influe considérablement sur les dimensions du barrage, c'est pourquoi des mesures devront d'être prises pour sa réduction. Cependant il existe plusieurs de réduire autant que possible l'effet de la sous pression qui s'exerce sur un barrage.

La valeur de la sous-pression U_2 dépend de l'état de situation du voile d'injection et réseau de drainage. Dans le cas d'un voile d'injection la valeur des sous pressions est réduite à $\alpha_1 H_1$ où α_1 étant un coefficient de réduction des sous pressions qui varie de (0,3 à 0,6), qui dépend de la profondeur du voile d'injection et du coefficient de perméabilité. En présence de drainage derrière le voile d'injection, la valeur de α_1 est réduite à (0,1 à 0,3).

La question de l'infiltration à travers les fondations rocheuses est encore à l'étude, de sorte que le calcul des sous-pressions est effectué en conformité aux exigences et recommandations telles que spécifiées par les normes. A titre d'exemples, les normes de la Russie, recommandent pour le calcul de la sous pression des barrages en béton, ayant un voile d'injection et de drainage, être déterminée de la façon suivante:

- Pour les barrages de charges faibles ($H < 25$ m), (figure IV.2a) :

$$U_2 = \frac{1}{2} \gamma_w (1 - \alpha_0) L \alpha_2 \quad (IV.3)$$

- Pour les barrages de charges intermédiaires ($25 \leq H < 75$ m), (figure IV. 2b) :

$$U_2 = \frac{1}{2} \gamma_w H [L (1 - \alpha_0) + B \alpha_1] \alpha_2 \quad (IV.4)$$

- Pour les barrages de charges hautes ($H \geq 75$ m), (figure IV.2c) :

$$U_2 = \frac{1}{2} \gamma_w H [L_1 (1 + \alpha_1' - \alpha_1'') + L_2 \alpha_1' + B \alpha_1''] \alpha_2 \quad (IV.5)$$

Les valeurs des coefficients α_1' et α_1'' sont en fonction du type de barrage.

Tableau n°2 : Valeurs des coefficients α_1' et α_1''

Type de Barrage	α_1'	α_1''
-----------------	-------------	--------------

Barrage poids en béton (en hauteur)		
Faibles	0,3	0
Intermédiaire	0,4	0,15
Grande	0,5	0,25
Barrages à Contre forts	0,4	0
Barrage voûtes	0,5	0,25

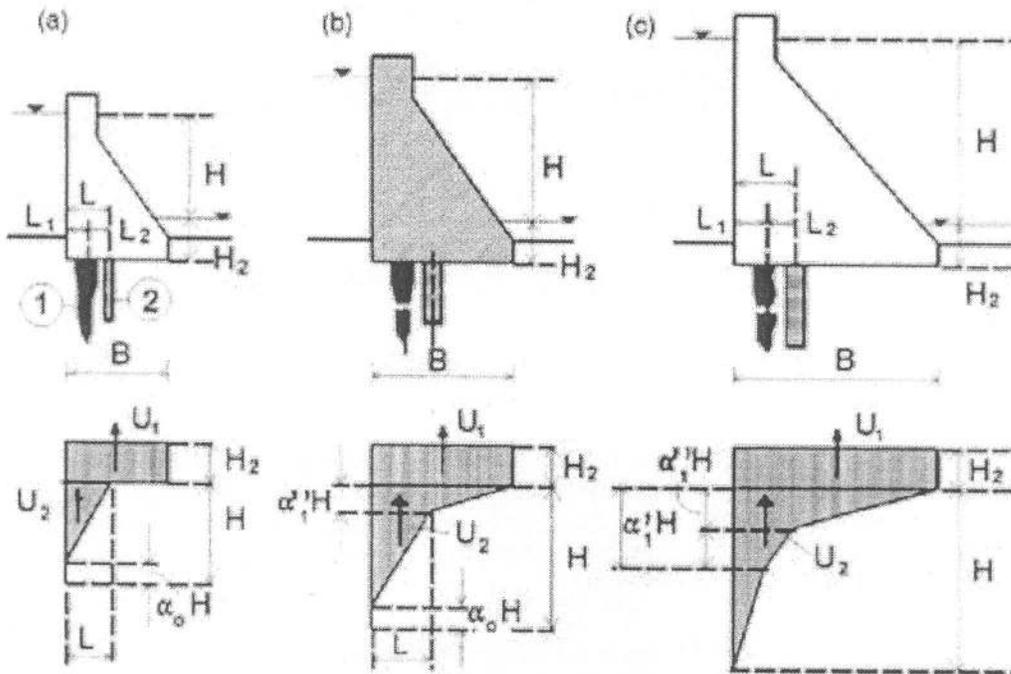


Figure IV.2 : Etat des sous pressions dans des fondations rocheuses en présence d'un voile d'injection (1) et un drainage (2).

IV.2. INJECTIONS ET TERMINOLOGIE

L'injection consiste à faire pénétrer dans un milieu plus ou moins perméable, un matériau par pompage (liquide, suspension, émulsion, mortier) appelé coulis d'injection. Ce milieu peut être naturel (sols, roches) ou artificiel (maçonnerie, béton). L'injection s'effectue généralement par des forages réalisés dans le milieu à traiter. L'injection a pour but d'améliorer les caractéristiques du milieu traité ; il s'agit le plus souvent d'en améliorer la résistance mécanique et/ou d'en réduire la perméabilité.

Les coulis d'injection sont généralement des liquides ou des suspensions caractérisées par leur densité, leur viscosité, leur rigidité, et qui durcissent au bout d'un temps appelé temps de prise.

Le coulis est poussé par un injecteur sous une certaine pression d'injection P et il parvient au point d'injection dans le milieu injecté avec une pression p_e appelée pression efficace. La différence $P - p_e$ caractérise la perte de charge.

Si le coulis pénètre dans un milieu en poussant l'eau qui remplit les vides naturels inter granulaires ou bien les fissures, sans modification du volume de ce milieu injecté, il s'agit d'une injection d'imprégnation.

Si le coulis pénètre en ouvrant des fissures dans le milieu injecté, donc avec une expansion du milieu (pouvant alors remonter en surface et provoquer des soulèvements), on dit alors qu'il s'agit d'une fracturation.

Les coulis d'injection sont classés en deux catégories principales :

- Les suspensions, instables (ciment-eau) ou stables (ciment-argile-eau et adjuvant)
- Les liquides, solutions pures (résines), colloïdales (gels) et émulsions.

Il existe aussi, les injections de collage, le remplissage gravitaire de vide, injection semi-solide de compactage ne font pas partie cet ensemble.

IV. 3. DISPOSITIFS DE LUTTE CONTRE LES SOUS PRESSIONS

Pour lutter contre les infiltrations dans la fondation d'un barrage, on réalise des rideaux (ou voile) d'injection. On effectue alors des points de forage dans lesquels on injecte du ciment ou bien d'autres mélanges de faibles perméabilités.

Parfois on utilise des parois de béton ou des dispositifs combinés (injection plus parois), ou encore un avant radier plus un dispositif de drainage pour les fondations.

Les dispositifs de lutte contre les infiltrations dans les fondations à fissurations tectoniques ont une importance particulière. Pour les sols peut fissurés, le drainage est le dispositif le plus efficace, dans le cas de pertes considérables, il est alors indispensable dans ce cas de prévoir des injections.

Les propriétés de perméabilité des fondations rocheuses dépendent considérablement de l'état de contrainte de déformation du sol, sous l'action de contraintes de dilatation des zones de perméabilités peuvent apparaître.

Les zones de compression peuvent devenir imperméable pour une épaisseur peut considérable de la roche perméable, le voile d'injection doit être enfoncé jusqu'au toit du sol imperméable (Bedrock), soit jusqu'à la zone d'absorption unitaire des puits de forages de débit « q », fonction de la charge d'eau H conformément aux grandeurs ci-après :

Tableau n°2: Absorption unitaire en fonction de la charge d'eau

q (l/min)	0,05	0,03	0,01
H (m)	< 30	30- 100	> 100

En pratique la profondeur du voile d'injection est prise d'habitude égale à (0,05 à 1) H. Pour le barrage de Mauvoisin (1957/1991) en Suisse de hauteur 250 m la profondeur du voile est de 220 m. L'épaisseur du voile d'injection en ciment est déterminée par la condition suivante :

$$l_{\max} < l_{\text{adm}} \quad (\text{IV.6})$$

l_{\max} : gradient maximal dans le corps du voile d'injection qui est approximative égale à la différence de pression d'infiltration (avant et après le voile) « H » divisée par son épaisseur « t ».

$$l_{\max} = \frac{H \cdot \Delta}{t} < l_{\text{adm}} \quad (\text{IV.7})$$

H : la charge d'eau entre bief amont et aval

t : épaisseur du voile d'injection.

Δ : Coefficient dépendant de la largeur « B » et de la profondeur du voile d'injection « S_v ».

Tableau n°3: Calcul du gradient maximal I_{max}

$\frac{B}{S_{vi}} < 1$	$0,75 \leq \Delta \leq 0,85$
$\frac{B}{S_{vi}} = (1-2)$	$0,70 \leq \Delta \leq 0,75$
$\frac{B}{S_{vi}} > 2$	$0,60 \leq \Delta \leq 0,70$

Remarque : En l'absence du drainage de fondation, le coefficient Δ est diminué de 20 – 25 %.

Le nombre de rangées de puits de forages d'injection est déterminé par l'épaisseur du voile t . La distance entre les rangées de puits est d'habitude prise égale entre (1,4 à 2,0) m ou bien entre (3- 4) m, elle dépend du degré de fissuration de la roche. Le diamètre d'un puits est de (45 – 76) mm qui peut atteindre parfois 100 mm.

La cimentation est efficace pour la largeur de fissure $\delta > 0,1$ mm. La pression du refoulement est de l'ordre de 1 à 3 MPa, qui dépend essentiellement de la consistance du coulis de ciment et de la largeur de fissure.

Dans le cas d'absence de charge de béton, le cas des voiles d'injection au niveau des berges, la cimentation s'effectue par des petites pressions de l'ordre de 0,05 MPa.

Le voile d'injection peut être vertical ou incliné (dans le cas des fissures verticales ou presque de la verticale). Les gradients hydrauliques admissibles pour les voiles d'injection sont donnés dans le tableau suivant :

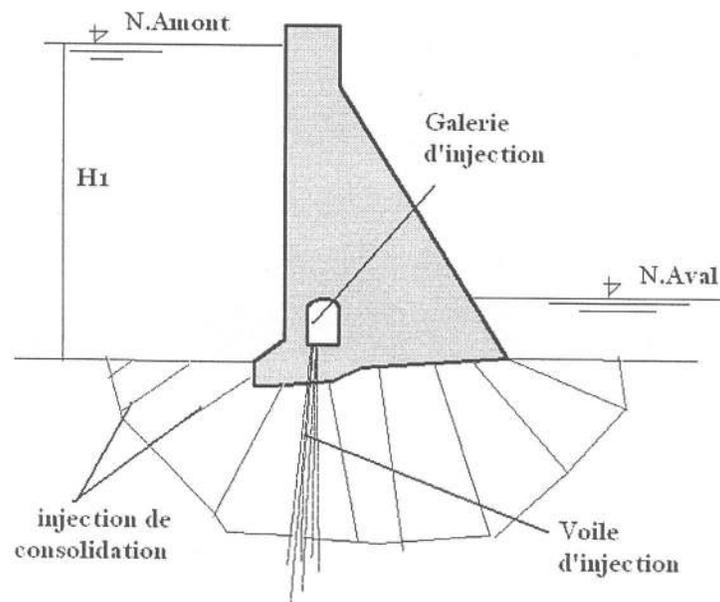
Tableau n°4: Valeur de gradient admissible en fonction de la hauteur du barrage

Hauteur du barrage H_1 (m)	Perméabilité du corps du voile		Gradient admissible I_{adm}
	Absorption unitaire q (l/min) < à :	Coefficient de perméabilité K (cm/s) < à :	
> 100	0,01	$1 \cdot 10^{-5}$	30
$60 \leq H_1 \leq 100$	0,03	$6,0 \cdot 10^{-5}$	20
< 60	0,05	10^{-4}	15

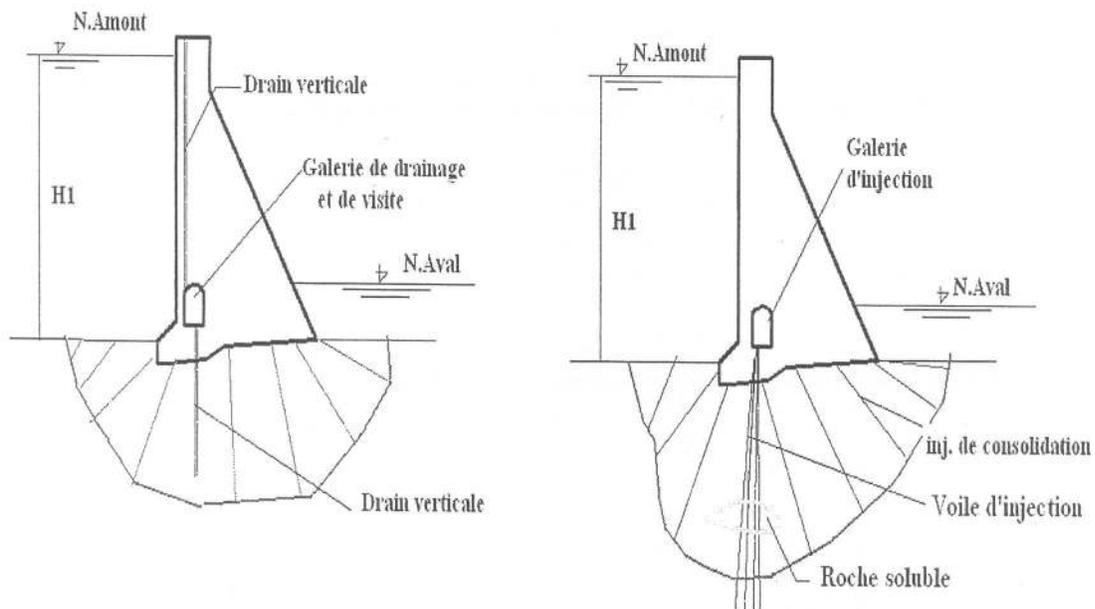
Dans les sols ne supportant pas de grandes pressions, il est plus commode de réaliser des voiles étanches sous forme de tranchées continues de largeur 0,3 à 1 mètre remplies d'argile ou de mélanges argile – ciment, ou bien encore des puits de forages croisés de diamètre 60 à 100 cm remplis de béton ou de coulis d'argile – ciment (bentonite).

Pour des fondations rocheuses contenant des matières solubles dans l'eau exemple le gypse, anhydrite, sel.....Etc., une érosion chimique peut avoir lieu. Afin de prévenir à ce phénomène, des dispositifs spéciaux sont à envisager :

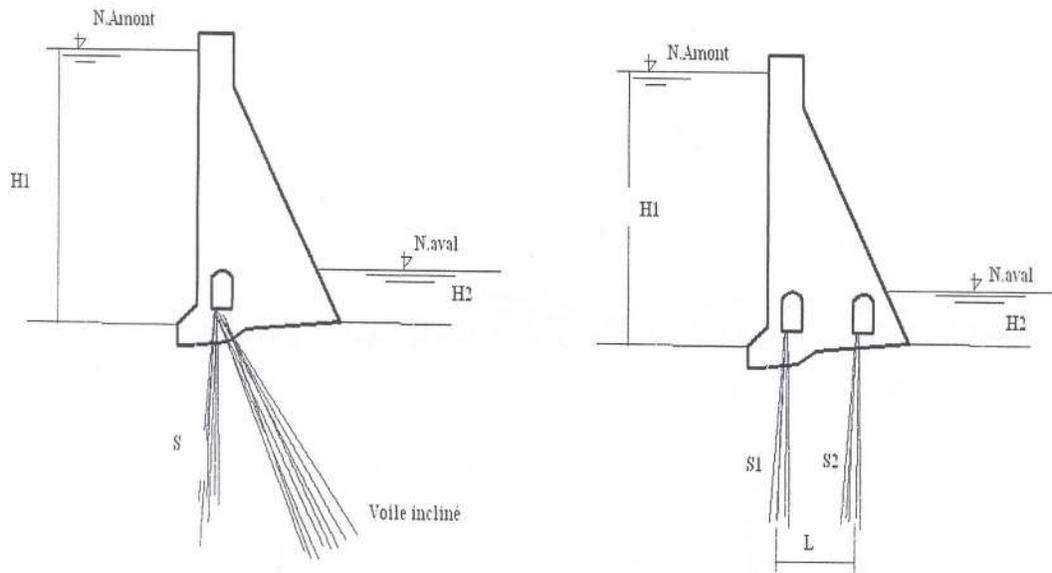
- Un voile d'injection incliné séparant, ainsi le courant d'infiltration des parties où l'érosion doit être exclue, on envisage aussi un drainage à la fin de l'avant, captant ainsi les eaux d'infiltration et excluant son action sur la partie des fondations se trouvant après le drainage où peut se produire l'érosion chimique.



a) Injection de consolidation et voile d'injection



b) Voile d'injection d'étanchement empêchant le courant d'infiltration à atteindre la roche soluble.



- c) On utilise encore deux rangées de voiles d'injection dont la distance entre elle est :
 - $L < \frac{1}{2} (S_1 + S_2)$

Figure IV.5 : Différentes situations de réalisation de voile d'injection et de système de drainage sous fondation rocheuses

CHAPITRE V

ÉVOLUTION DES TECHNIQUES DES BARRAGES EN BETON

V.1. BARRAGE EN MAÇONNERIE

Historiquement, le matériau de construction le plus utilisé a été la maçonnerie, aussi bien pour les barrages-poids et barrages voûtes, tel que le barrage Zola en France, ou d'autres très barrages très anciens en Iran de type poids.

En France, on dénombre un nombre important de barrages-poids en maçonnerie a été construit au XIX^e siècle pour l'alimentation des canaux d'irrigation et pour l'alimentation en eau potable. Dans l'ensemble ces ouvrages ont très bien supporté les fils des ans, en dépit de profils souvent limites. À noter toutefois que l'une des ruptures les plus catastrophiques en France concerne le barrage de Bouzey (Vosges), survenu le 25 avril 1895, un barrage-poids en maçonnerie de profil insuffisant (figure VI.1).

L'analyse de sa rupture a mis en évidence le rôle majeur joué par les sous-pressions dans le corps de l'ouvrage qui n'étaient pas considérées jusqu'alors. Ce problème fut résolu par la suite par la règle de Maurice Levy.

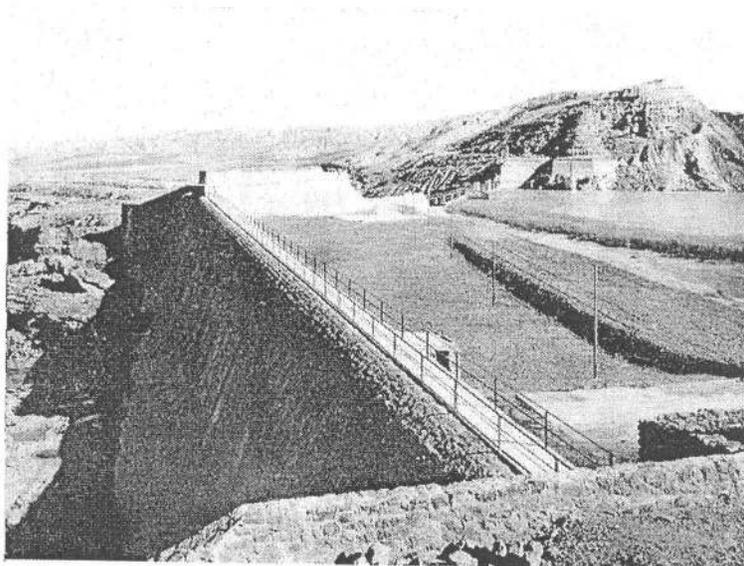


Figure V.1 : Vue d'ensemble de la rive gauche du Barrage de Fergoug (1881-1927)

V.2. BARRAGE EN BETON CONVENTIONNEL VIBRE (BCV)

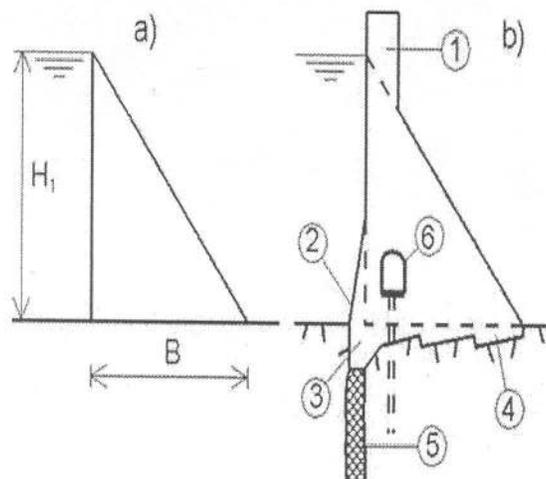
La technique des barrages poids en béton conventionnel vibré (BCV) s'est développée à partir de la deuxième décennie du XX^{ème} Siècle. Elle a donné lieu à un très grand nombre d'ouvrages de toute taille et pour toutes sortes d'usages.

La technologie des barrages poids en BCV met en œuvre des bétons de granulométrie importante (jusqu'à 80 millimètres) et des dosages en ciment de l'ordre de 200 à 250 kg/m³ (figure VI.2).

L'exothermie de la réaction d'hydratation du béton conduit pendant la prise à de fortes augmentations de température du béton et à un risque de fissuration lors du refroidissement.

Les barrages en BCV sont pour cette raison construits par plots de dimensions horizontales courantes 15 x 15 mètres nécessitant la mise en œuvre de nombreux joints de contraction, transversaux et longitudinaux (au moins pour les barrages de grande hauteur). Pour les petits barrages, il est généralement possible de se contenter de joints transversaux.

Le monolithisme de l'ouvrage est obtenu par la mise en place de boîtes de cisaillement et l'injection des joints entre plots. La technique des barrages poids en BCV nécessite comme la maçonnerie une importante main-d'œuvre, en particulier pour la réalisation des coffrages. Cette exigence en main-d'œuvre et le développement parallèle des techniques modernes de terrassement à très hautes cadences ont conduit à une désaffection progressive pour les profils poids en béton au profit des barrages en terre ou en enrochements.



LEGENDE : 1 : couronnement, 2 : parement amont incliné ; 3 : coupure, 4 : fondation, 5 : voile d'injection, 6 : galerie de drainage

Figure V.2 : coupe transversale type d'un barrage en béton
a) Profil théorique b) profil réel

V.3. BARRAGE EN BETON COMPACTE AU ROULEAU (BCR)

Le regain d'intérêt pour les profils poids est venu de l'invention du BCR qui est une innovation technique majeure dans la technologie des barrages. La technique du BCR est réalisée suivant deux concepts différents :

- Concept Japonais : *Rolling Compacted in Dam ou Roller Compacted Dam concrete (RCD)*, c'est une approche de réalisation qui ressemble plus au principe de réalisation d'un barrage poids en béton classique avec une introduction des joints de contraction tous les 15 m afin de d'éviter de fissurations dues aux effets thermiques. Le taux des liants employés est de l'ordre de 120 kg/m³, l'eau est 80 à 100 kg/m³.

- Le ratio sable agrégats est de 34 %. Le premier barrage réalisé par cette technique est le Shimajigawa dam (H=89,0 m en 1980) et le plus haut au Japon est Tamagawa Dam (H=100,0 m, Volume de béton est de 1,15 Million de m³ mise en 1987).
- Concept Américain : *Roller Compacted Concrete (RCC)*, c'est une approche qui retient les points positifs de la technique de terrassement pour la réalisation des barrages en terres en minimisant l'emploi de joints, uniquement l'emploi de joints d'étanchéité avec une mécanisation maximum des travaux de réalisation. La cadence des travaux pour atteindre entre 7600 à 16300 m³/J.
- Le barrage de Béni Haroun parmi le plus haut barrage au monde de hauteur H>100 m, avec un volume de béton 1,8 Million de m³.

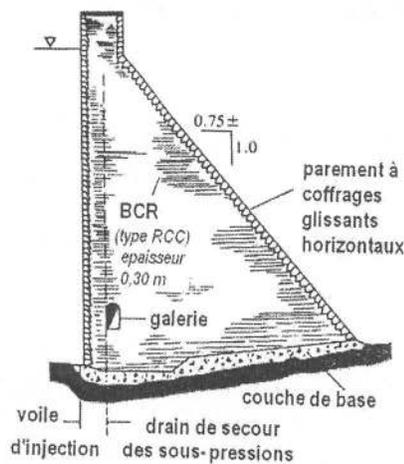


Figure V.3 : Section type d'un barrage en BCR type variante RCC

L'innovation consiste à mettre en place le béton et à le compacter, non plus par les moyens traditionnels (grue ou blondin pour le transport et compactage par pervibration dans la masse), mais en utilisant les techniques de terrassement, transport par camion, réglage au buteur, compactage au rouleau vibrant lourd. Ce mode de réalisation exige toutefois une surface de plate-forme de travail supérieure à 500 m² (environ) pour que les engins puissent évoluer efficacement.

La possibilité de réduire au strict nécessaire la quantité d'eau et le serrage efficace obtenu par le compactage en couches de 30 cm ont permis de limiter les quantités de ciment à des valeurs de 100 à 150 kg/m³ de façon à diminuer l'exothermie.

En effet, cette nouvelle méthode de mise en œuvre s'accommode mal des nombreux joints destinés à contrôler la fissuration thermique du BCR. Dans la conception actuelle des barrages en BCR, seuls les joints transversaux sont conservés, mais généralement à des espacements bien supérieurs aux 15 mètres traditionnels des barrages en BCR.

L'un des avantages importants du BCR, en particulier dans les pays développés, est la rapidité d'exécution : le massif d'un petit barrage peut être construit en quelques semaines, permettant de réduire les coûts d'immobilisation, de maîtrise d'œuvre et souvent de dérivation des eaux, le barrage étant construit en étiage avec des ouvrages de dérivation réduits au minimum.

Par exemple en France, la technologie du BCR s'est orientée dans une direction originale. Le BCR a été souvent utilisé pour construire le massif poids à moindre coût, mais n'assure pas la fonction d'étanchéité qui repose sur un organe spécialisé : membrane en PVC au barrage du Riou. Un mur en béton armé construit à

l'avance et servant de coffrage pour le parement amont pour les barrages de Petit Saut et du Sep et un masque amont en béton armé est prévu au barrage d'Aoulouz au Maroc

Dans cet esprit, les matériaux BCR utilisés pour le corps du barrage sont avant tout des matériaux rustiques, dont la composition variable est guidée par la disponibilité sur le site des composants dans une formulation au moindre coût. Les teneurs en liant sont faibles, de l'ordre de 100 kg/m^3 , et la teneur totale en fines est d'au moins de l'ordre de 12 %.

V.4. BARRAGE EN REMLAI DUR

Dans l'optique d'une plus grande économie dans la fabrication du matériau BCR, on a cherché à diminuer encore la teneur en ciment et à utiliser des alluvions naturelles, si possibles sans traitement préalable. Cependant, il convenait d'adapter la conception du barrage aux contraintes admissibles pour un tel matériau. Ainsi est né le concept de remblai dur dont les caractéristiques sont les suivantes :

- Profil symétrique de fruits compris entre $0,5H/1V$ et $0,9H/1V$ (pour fixer les idées), l'optimum mécanique étant obtenu pour des fruits de $0,7 H/1V$. Cette variante de profil trapézoïdal est dénommé *Cemented Sand and Gravel dams* (CSG).

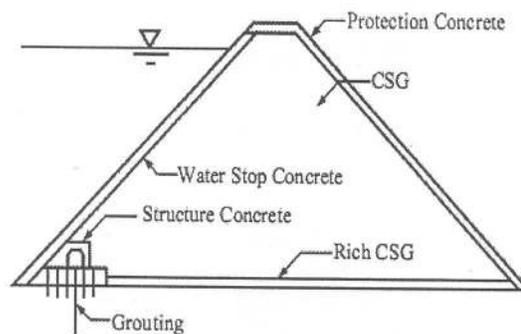


Figure V.4 : Coupe type d'un barrage de profil trapézoïdal variante CSG

- distinction des fonctions d'étanchéité assurées par un masque amont, et des fonctions de stabilité assurées par le massif de remblai dur(2); remblai dur qui est un BCR où on recherche l'économie maximale par utilisation des matériaux naturels avec un traitement minimum et un dosage en ciment également minimum (de l'ordre de 50 kg/m^3);

- un module de déformation du remblai dur qu'on peut estimer significativement inférieur à celui du béton conventionnel vibré, dépendant bien sûr de la nature et de la granulométrie des agrégats ainsi que du dosage en liant.

Le profil symétrique transmet des sollicitations faibles sur la fondation. Sous poids propre, les contraintes sont uniformes et de l'ordre de deux fois plus faibles que sous le pied amont d'un profil poids classique. Le remplissage et l'exploitation de la retenue ne modifient que très légèrement les contraintes normales et l'ensemble du contact béton-fondation reste quasi-uniformément comprimé. Enfin, l'inclinaison sur la verticale de la résultante générale est très modérée (14 à 22° suivant les conditions de drainage).

Ces caractéristiques permettent d'envisager un barrage poids sur des fondations rocheuses médiocres qui ne conviendraient pas à la construction d'un barrage poids traditionnel. Le barrage symétrique garde les avantages de l'ouvrage rigide vis-à-vis des fonctions hydrauliques et s'accommode d'une fondation rocheuse de caractéristiques mécaniques médiocres (ce qui, autrement dit, peut permettre une fondation sur les couches de subsurface et pas nécessairement sur le bon rocher profond).

La faible modification des contraintes lors de l'exploitation de la retenue, associée à une construction du masque amont après la construction du massif poids, permet de s'accommoder d'une telle fondation : en effet, du fait des effets thermiques et des tassements de la fondation, le risque de fissuration est maximal en fin de construction, c'est-à-dire avant la pose de l'étanchéité. Ajoutons que le barrage symétrique en remblai dur a un bon comportement en cas de séisme, et peut sans dommages majeurs subir d'importantes crues de chantier.

Plusieurs ouvrages ont déjà été étudiés suivant ces principes en particulier en Grèce, en Espagne et au Maroc. Un barrage de hauteur moyenne (25 mètres) a été réalisé en Grèce. La figure VI.5 représente des coupes types de barrages réalisés en Espagne entre 1988 à 1996 pour différentes hauteurs : 25 m Castilblanco Dam et 99 Rialp dam.

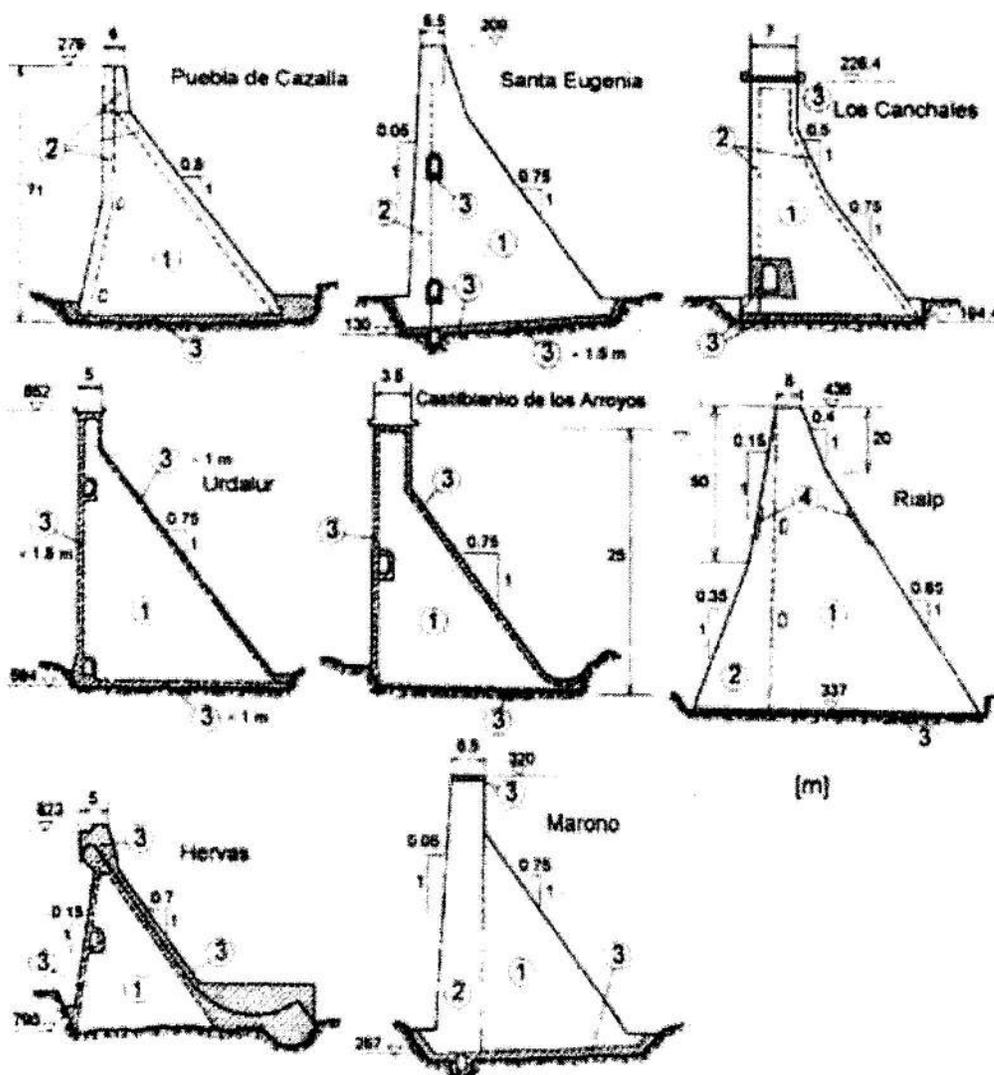


Figure V.5 : Coupes types de barrage en BCR réalisées en Espagne entre 1988 à 1996.

CHAPITRE VI

CALCUL DE STABILITE ET DES CONTRAINTES D'UN PROFIL THEORIQUE DE BARRAGE POIDS

Introduction

Les principes de stabilité ont mis en évidence que vers le dix-neuvième siècle par la mise au point des fondements de la théorie rationnelle de calcul des barrages poids en maçonnerie. Une théorie qui reposait sur la recherche deux points essentiels :

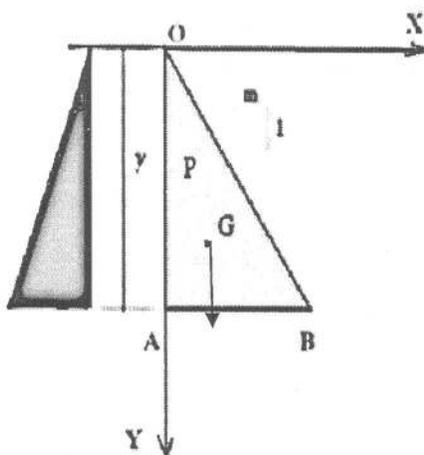
- ✓ l'équilibre du profil au renversement autour de l'arrêt aval.
- ✓ l'équilibre du profil au glissement sur la base ou une assise quelconque.

Ceci a permis d'évaluer la résistance de l'ouvrage par le calcul des contraintes. De plus, la mise au point de la condition de non-extension a permis d'éviter ou même de réduire à des normes acceptables tout développement d'effort de traction dans l'ouvrage, en béton ou maçonnerie.

C'est vers 1855 que fut l'établissement du profil théorique qui se rapproche du triangle pour l'étude de la stabilité du barrage poids. A la suite d'incidents et catastrophes graves survenus aux barrages : de Bouzey (1884-1895), en France et Frergoug (1881-1827), en Algérie que l'on découvrit le phénomène des sous pressions qui conduit à l'élaboration du principe ou règle de Maurice Levy) et en 1923 se développa la théorie de l'élasticité par Pigeaud, permettant le calcul des contraintes suivant des plans autres que les horizontaux.

VI.1. CALCUL STABILITE AU RENVERSEMENT

VI.1.1- Calcul sans sous pression



γ_b : densité du béton ou de la maçonnerie.

γ_w : densité de l'eau dans la retenue.

$m = \tan \alpha$: fruit du barrage.

Le poids P appliquée en G, centre de gravité du triangle (profil théorique) : $P = \gamma_b m y^2/2$ appliquée à $2/3 y$.

La poussée Q de l'eau est résultante de la poussée, appliquée au $1/3y$.

$Q = \gamma_w y^2/2$, elle passe également par le point G.

On considère que la rotation aura lieu autour de l'axe horizontale passant par l'arrêt inférieur de la semelle.

$$\sum M_B = 0 .$$

(VI.1)

Figure VI.1 : Coupe transversale du profil théorique

La condition de stabilité au renversement s'écrit alors :

$$\bar{M}_{Q/B} + \bar{M}_{P/B} \geq 0 \quad (VI.2)$$

Autrement dit :

$$\Leftrightarrow \gamma_b \frac{m^2 y^3}{3} - \gamma_w \frac{y^3}{6} \geq 0 \Rightarrow m \geq \sqrt{\frac{\gamma_w}{2\gamma_b}} \quad (VI.3)$$

VI.1.2- Effet des sous pressions

Il s'agit d'examiner l'effet des sous pressions sur la stabilité au renversement d'un barrage suivant deux scénarios possibles :

- Sous pression linéaire
- Sous pression maximale

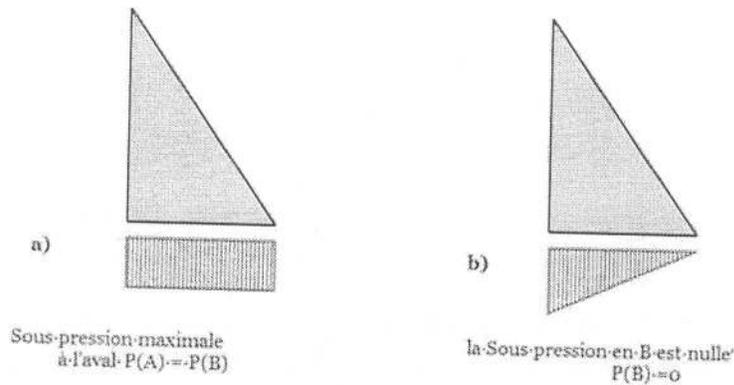


Figure VI.2 : Répartition des sous pressions sous un barrage poids

Dans le cas de la figure 1 (a), la répartition des sous pressions est uniforme : c'est-à-dire on présente le cas le plus pessimiste mais dans le sens de la sécurité.

En générale l'épure des sous pressions peut être considérablement modifiée dans le sens de la sécurité par l'introduction du réseau de drainage.

- Répartition uniforme des sous pressions : la résultante des sous pression $\pi_1 = \gamma_w m y^2$ verticale ascendante dont le point d'application est le milieu de la base AB.

La condition de stabilité au renversement s'écrit alors comme suit :

$$\gamma_b \frac{m^2}{3} y^3 - \gamma_w \frac{1}{6} y^3 - \gamma_w \frac{m^2}{2} y^3 \geq 0 \quad (VI.4)$$

d'où

$$m \geq \sqrt{\frac{\gamma_w}{2\gamma_b - 3\gamma_w}} \quad (VI.5)$$

- Répartition linéaire des sous pressions : la résultante des sous pression $\pi_2 = \pi_1/2$ verticale ascendante dont le point d'application est à : $2/3 m.y$ de la base AB.

La condition de stabilité au renversement s'écrit alors comme suit :

$$\gamma_b \frac{m^2}{3} y^3 - \gamma_w \frac{1}{6} y^3 - \gamma_w \frac{m^2}{3} y^3 \geq 0 \quad (VI.6)$$

$$m \geq \sqrt{\frac{\gamma_w}{2(\gamma_b - \gamma_w)}} \quad (VI.7)$$

Nous venons de voir les conditions que l'on doit respecter pour le fruit du barrage "m" afin que le barrage soit stable au renversement sous l'action de la poussée de l'eau, du poids propre du barrage et de la sous pression. Notons l'importance de la sous pression et de la nécessité de s'en prémunir.

VI.2. STABILITE AU GLISSEMENT

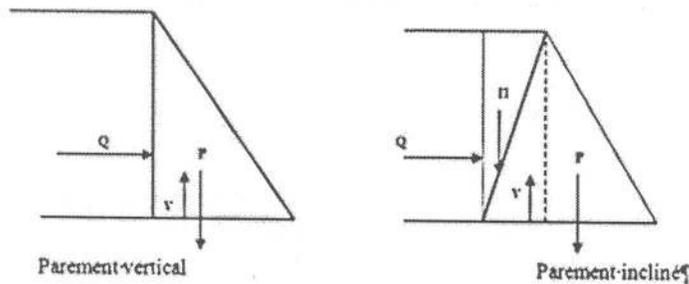


Figure VI.3 : Calcul de stabilité au glissement pour différentes situations

Pour un barrage sous une fondation rocheuse, la déstabilisation du barrage est possible dans les situations suivantes :

- Rupture de contact entre l'ouvrage et sa fondation, suite à l'apparition des contraintes inadmissibles.
- Rupture du massif de fondation sous l'action de contraintes développées au sein de l'ouvrage.

La condition de stabilité au glissement d'un barrage poids pour un parement amont incliné et tenant compte des sous pressions est donnée par :

$$Q \leq f(P + \Pi - V) + C.S \quad (VI.8)$$

"Composante tangentielle ou effort tranchant"
"Forces de frottement résistance au glissement"
"Résistance au cisaillement"

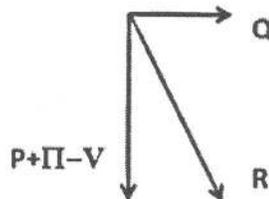


Figure VI. 4: Bilan des forces sur le profil théorique

On admet que la cohésion est faible, ce qui nous de négliger la valeur de la résistance au cisaillement :

$$\frac{Q}{P + \Pi - V} \leq f \quad \text{ou} \quad \tan \gamma \leq \tan \varphi \Leftrightarrow \gamma \leq \varphi \quad (\text{VI.9})$$

Pour que le profil résiste au glissement il est indispensable que la résultante des forces R fasse avec la verticale un angle inférieur à l'angle de frottement de la maçonnerie sur la maçonnerie ou de la maçonnerie sur le rocher.

VI.3. EFFET DE LA SISMICITE SUR STABILITE DANS BARRAGE POIDS

Un tremblement de terre agit par l'introduction des forces d'inerties supplémentaires sur le barrage. La mise en vibration du sol de fondation peut nuire à la stabilité de l'ouvrage.

Par une approximation au regard de la résistance des matériaux, on introduisant des charges statiques dans le calcul, représentant l'équivalent des forces dynamiques (calcul pseudo-statique). On suppose que les secousses sismiques, supposées sont d'allure sinusoïdale, sont caractérisées par une élévation :

$$x = u \sin \omega t \quad (\text{VI.10})$$

L'accélération imposée au sol est donnée par :

$$\gamma = -u \omega^2 \sin \omega t \quad (\text{VI.11})$$

On définit cette accélération par son rapport "a" à l'accélération "g" de la pesanteur :

$$a = \frac{\gamma}{g} \quad (\text{VI.12})$$

On considère pour une secousse catastrophique pour des coefficients sismiques de l'ordre de 0,50 à 0,75 et une région moyenne pour une valeur $a = 0,25$.

La force d'inertie est exprimée par la valeur du produit $a.P$; alternativement dirigée vers l'amont et vers l'aval. La condition de stabilité au glissement en présence d'un séisme est exprimée par :

$$\frac{Q + a.P}{P - V} \leq \frac{3}{4} \quad (\text{VI.13})$$

VI.4 CALCUL DES CONTRAINTES PAR LA METHODE DE LA RESISTANCE DES MATERIAUX (RDM)

Dans l'optique d'une simplicité des calculs de contraintes, nous considérons le cas d'un parement amont vertical. Pour un calcul à parement quelconque, il faudrait passer par la construction de la courbe des pressions.

Soit un barrage à profil triangulaire, à parement amont vertical et de parement aval à fruit $m = \tan \alpha$ et une base $AB = my = e$ (figure 1). Les forces qui s'exercent sur le barrage sont :

$$Q = \gamma_w \frac{y^2}{2} \quad \text{et} \quad P = \gamma_w \frac{e}{2} y \quad (\text{VI.14})$$

La résultante R coupe AB au point J . le lieu de J quand on prend des sections horizontales (autres que AB) est appelé courbes des pressions.

En réduisant le système des forces extérieures au centre de gravité K de la base AB , on obtient les relations suivantes :

Effort normal :

$$N = P = \gamma_w \cdot \frac{m}{2} y^2 \quad (\text{VI.15})$$

Effort tranchant :

$$T = Q = \gamma_w \cdot \frac{1}{2} y^2 \quad (\text{VII.16})$$

Moment fléchissant :

$$M = -P \frac{e}{6} + Q \frac{y}{3} \quad (\text{VI.17})$$

Le moment fléchissant est d'axe perpendiculaire au triangle OAB . La composante de la contrainte normale σ_N des contraintes agissantes à distance h de K est donnée par :

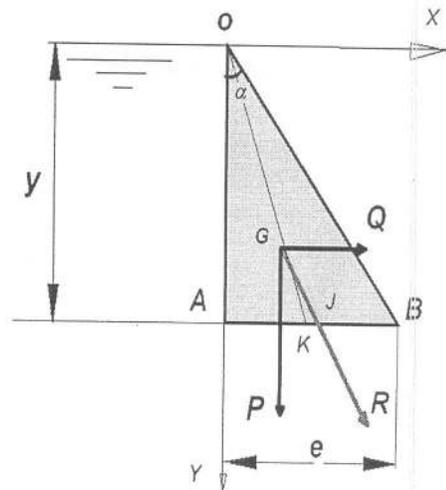
$$\sigma_N = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} h \quad (\text{VI.18})$$

S : surface de la section $S = e \cdot 1$

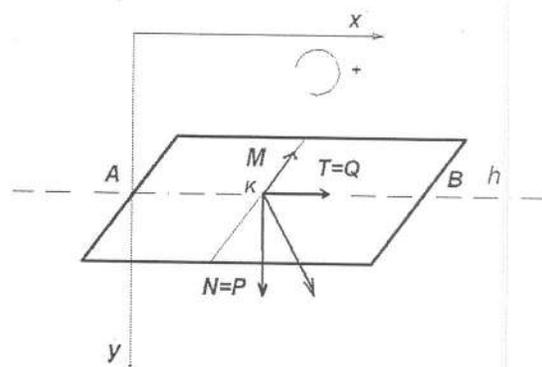
I : moment d'inertie de la surface S par rapport à l'axe de symétrie passant par K

Les valeurs extrêmes de σ_N en points A et B sont :

$$h = \pm \frac{e}{2}$$



a)



b)

Figure VI.5: Schéma de calcul par la règle du trapèze

Le centre de gravité G passe par la médiane OK , la distance $KJ = e/6$. En remplaçant l'effort normal et le moment par leur valeur nous aurons :

$$\sigma_N = \frac{P}{e} \pm \left[-P \frac{e}{6} + Q \frac{y}{3} \right] \cdot \frac{6}{e^3} = \frac{P}{e} \pm \left[\frac{P}{e} + 2Q \frac{y}{e^2} \right] \quad (VI.19)$$

Le calcul des contraintes pour différentes situations du réservoir donne les valeurs récapitulées au tableau 1.

Tableau n°1 : Valeurs des contraintes aux points extrêmes à la base du barrage poids

Contraintes	Réservoir plein	Réservoir vide
Point A	$y \cdot \left[\gamma_b - \frac{\gamma_w}{m^2} \right]$	$y \cdot \gamma_b$
Point B	$y \cdot \frac{\gamma_w}{m^2}$	0

A travers cette étude de contraintes à la base du profil théorique d'un barrage poids, on peut conclure :

- Les contraintes sont toujours des contraintes de compression,
- Les contraintes sont proportionnelles à la hauteur y . C'est à la section la plus basse que les contraintes sont maximales.
- Le point A est le point de fatigue à réservoir vide. Par contre le point B est le point le plus fatigué à réservoir plein.
- Aussi, nous pouvons déduire la valeur de la contrainte en point quelconque P de AB situé à la distance h de K par la relation :

$$\sigma_p = \frac{\sigma_A + \sigma_B}{2} + \frac{h}{e} (\sigma_A - \sigma_B) = \frac{\gamma_b}{2} y + \frac{h}{e} \left(\frac{2 \cdot y \cdot \gamma_w}{m^2} - \gamma_b \cdot y \right) \quad (VI.20)$$

VI.4.1 Contrainte à ne pas dépasser à la compression

Il est tout à fait claire, que la contrainte de compression maximum $\sigma_A = \gamma_b \cdot y$, doit rester inférieure au taux de travail admis pour la maçonnerie C. Ce taux est obtenu par :

$$C = s \times R \quad (VI.21)$$

R : résistance minimale à la rupture à l'écrasement R à 90 jours

s : coefficient de sécurité choisi (0,10-0,125)

Ce qui permet de déterminer la hauteur maximale pour un barrage poids

$$\sigma'_A = \gamma_b \cdot y \leq s \cdot R \quad (VI.22)$$

VI.4.2 Condition d'égale compression

Pour de diverses raisons on peut déterminer la condition à égaliser les contraintes en A et B :

$$\sigma'_A = \sigma'_B \Leftrightarrow y \left(\gamma_b - \frac{\gamma_w}{m^2} \right) = \gamma_w \frac{y}{m^2} \quad (VI.23)$$

La condition pour le fruit m égale

$$m \geq \sqrt{\frac{2\gamma_w}{\gamma_b}} \quad (\text{VI.24})$$

Pour : $\gamma_w = 1000 \text{ kg/m}^3$; $\gamma_b = 2400 \text{ kg/m}^3$; On trouve la condition sur le fruit aval $m \geq 0,913$. Cette valeur est importante, en raison d'économie on ne cherche pas à remplir cette condition.

VI.4.3 Condition de non-extension

La résistance de la maçonnerie ou du béton peut être considérée comme nulle. Il faut donc éliminer toute contrainte de traction qui se développe au sein de la structure. A réservoir vide, toutes les contraintes étant des contraintes de compression, nous n'avons aucun risque.

Cependant, à réservoir plein, la contrainte en A peut devenir négative (traction). Pour éviter toute extension, il suffit d'écrire :

$$\Leftrightarrow m \geq \sqrt{\frac{\gamma_w}{\gamma_b}} \quad (\text{VI.25})$$

Pour des valeurs habituelles, la condition de non-extension donne $m \geq 0,645$ valeur largement respectée pour le fruit aval.

VI.4.4 Condition du tiers central

La condition de non extension peut s'exprimer d'une façon plus rigoureuse et pratique. Pour une section rectangulaire de base ayant pour surface l'excentricité e (figure VI.6)

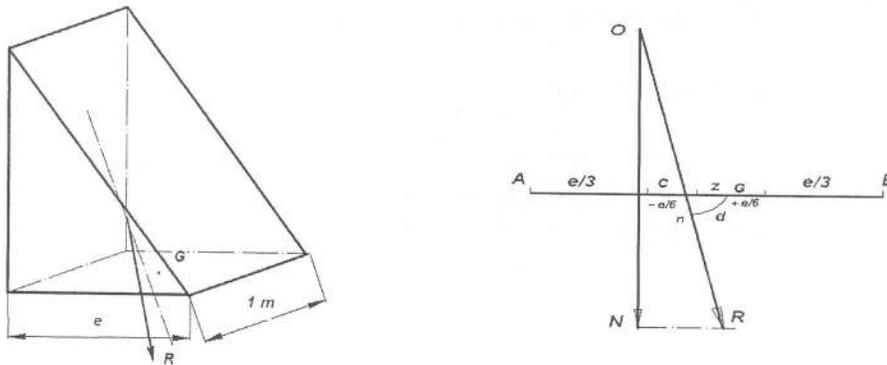


Figure VI.6 : Vue en perspective d'une section élémentaire du barrage

Par application de la formule du trapèze, nous avons :

$$\sigma_N = \frac{N}{e} \left(1 \pm \frac{z \cdot h}{e^2} \cdot 12 \right) \quad (\text{VI.26})$$

d'où

$$\text{Les contraintes sont égales à : } \begin{cases} \sigma_A = \frac{N}{e} \left(1 - \frac{6z}{e}\right) \\ \sigma_B = \frac{N}{e} \left(1 + \frac{6z}{e}\right) \end{cases} \quad (\text{VI.27})$$

La condition de non extension peut être exprimée par $\sigma_A \geq 0$, c'est dire que :

$$1 - \frac{6z}{e} \geq 0 \Rightarrow |z| < \frac{e}{6} \quad (\text{VI.28})$$

A la lumière de ce résultat, on peut conclure que l'apparition de traction se produit sur les fibres, lorsque la résultante sort du tiers central de la section d'un barrage.

VI.5. APPLICATION DES TIRANTS PRETENDUS DANS LES BARRAGES

En 1930, Freyssinet et l'ingénieur Coyne ont donné une description détaillée sur la consolidation d'un barrage par la méthode des tirants prétendus, méthode qui fut employée avec un grand succès en février 1931 au barrage de Cheufas afin de le consolider et remédier à l'insuffisance de son profil, le profil du barrage a été conforté par la mise en place de tirants d'ancrage.

Le procédé adopté à cet effet consiste à fixer au sol au moyen de tirants tendus, jouant en quelque sorte le rôle de vis ou de tirant-fonds de grandes dimensions. En clair, il s'agit d'imaginer, un tel de ces tirants tendus en le point A du sous-sol et le point B du couronnement du barrage (figure VI.7) et ce en faisant varier la force et le nombre des tirants, modifier à volonté permettant de restituer à la ouvrage une sécurité convenable.

En fait le principe repose sur la mise en place de câbles d'acier tendus dans des puits forés à travers la maçonnerie et la fondation entre un ancrage scellé et un sommier en béton armé prenant appui sur le couronnement. Ils sont mis en tension au moyen de vérins hydrauliques.

Au barrage la tension est réalisée par 37 tirants de 1000t chacun, espacées de 4 m. Cette tension représente le tiers du poids P et la moitié de la poussée Q. Cette méthode s'est généralisée en particulier dans la surélévation pour différents types de barrages Saint Michel (France), Zardezas (Algérie), EL kansera (Maroc).

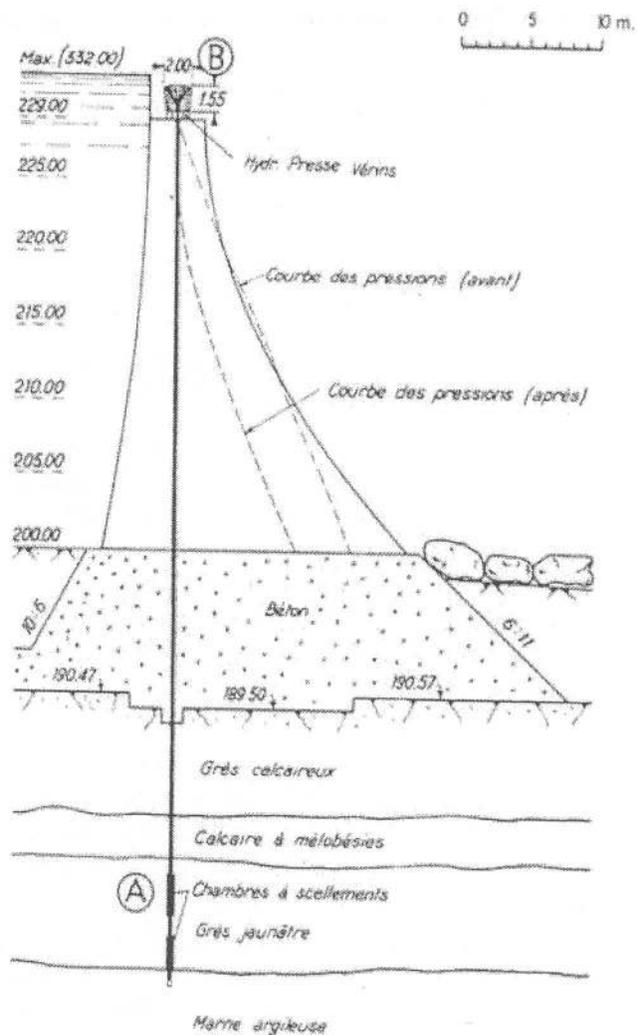


Figure VI.7 : Schéma explicatif de l'emploi des tirants avec la modification des courbes de pressions ; cas du barrage cheurfas (d'après Coyne, 1936)

VI.6 CONDITION DE MAURICE LEVY

VI.6.1- Profil vertical

Dans le but d'éliminer le développement des sous pressions dans le barrage, il faut que la contrainte élastique en point A soit positive et supérieure à la contrainte hydrostatique, de façon à renfermer toute fissure horizontale qui se produirait au pied du parement amont du barrage. Cette condition se traduit par :

$$y\left(\gamma_b - \frac{\gamma_w}{m^2}\right) \geq \gamma_w \cdot y \quad (\text{VI.29})$$

Soit

$$m \geq \sqrt{\frac{\gamma_w}{\gamma_b - \gamma_w}} \quad (\text{VI.30})$$

Chapitre VI : Calcul de stabilité et des contraintes d'un profil théorique de barrage poids

Un simple un calcul donne la variation du fruit aval m en fonction γ_b et en supposant satisfaite la condition de Maurice Levy :

Tableau n°2 : Récapitulatif des valeurs du fruit aval en fonction de la densité du béton γ_b .

γ_b	2,235	2,384	2,400	2,560
m	0,90	0,850	0,845	0,80
α	42°	40°22'	40°19'	38°22'

On remarque que la condition de Maurice Levy, peut être satisfaite que pour des valeurs importantes du fruit du parement aval m , c'est-à-dire pour des volumes importants de matériaux. Le choix économique est à faire entre une augmentation du volume du barrage ou une augmentation de la densité du béton par une granulométrie soignée des agrégats.

En fait, du fait du coût très élevé que suppose le respect de la règle de Levy, on pratique on ne s'astreint plus à satisfaire à 100% cette règle, jugée trop onéreuse. On s'impose seulement que la compression à l'amont soit une fraction r de la pression hydrostatique, tel que :

$$\sigma_A \leq r \gamma_w y \quad \text{avec } 0 < r < 1 \quad (\text{VI.31})$$

d'où

$$y \cdot \left(\gamma_b - \frac{\gamma_w}{m^2} \right) \geq r \gamma_w y \quad (\text{VI.32})$$

Soit

$$m \geq \sqrt{\frac{\gamma_w}{\gamma_b - r \gamma_w}} \quad (\text{VI.33})$$

On remarque que si on augmente la valeur du coefficient r , la sécurité de barrage augmente ainsi que le volume du barrage. Pour $\gamma_b = 2400 \text{ kg/m}^3$ on peut donner la variation en pourcentage de V en fonction de la valeur de r , véritable coefficient sécurité. La condition précédente peut s'écrire autrement pour exprimer le coefficient en fonction du fruit du parement aval :

$$r = \frac{\gamma_b}{\gamma_w} - \frac{1}{m^2} \quad (\text{VI.34})$$

Tableau n°3 : Valeurs récapitulatives de l'évolution du taux de satisfaction r en fonction du volume et du fruit aval m .

r (%)	0	50	75	100
m	0,645	0,728	0,779	0,845
V (%)	1	1,14	1,21	1,33

I.6.2- Disposition Pratiques

Nous savons que le profil réel s'écarte du triangle théorique. Le parement amont peut ne pas être vertical mais ayant un fruit $0 \leq n \leq 1$ souvent croissant du couronnement à la base.

Dans ce cas, on s'arrange que la somme des fruits vérifie la relation suivante :

$$m+n = \sqrt{\frac{\gamma_w}{\gamma_b - r \gamma_w}} \tag{VI.35}$$

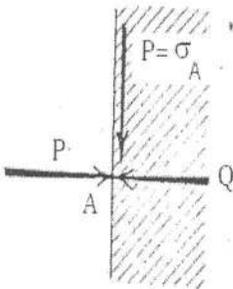
VI.7. COMPRESSION PRINCIPALES SUIVANT LES PAREMENTS

Déterminant les contraintes maximums qui peuvent se produire sur un élément de surface défini par l'angle ω , le champ de contraintes est donné par les expressions :

$$\begin{cases} N = \frac{P+Q}{2} + \frac{P-Q}{2} \cos \omega \\ T = \frac{P-Q}{2} \sin 2\omega \end{cases} \tag{VI.36}$$

Connaissant les contraintes sur les joints horizontaux σ_A et σ_B , nous allons calculer les contraintes sur les parements:

- A l'amont : (en supposant que la condition de Maurice Lévy est satisfaite).



La pression $p = \gamma_w y$ perpendiculaire au parement est nécessairement une contrainte principale :

$$\omega = 0 \begin{cases} \sigma_A = \frac{P+Q}{2} + \frac{P-Q}{2} = A = y(\gamma_b - \frac{\gamma_w}{m^2}) \\ Q = p = \gamma_w y \end{cases} \tag{VI.37}$$

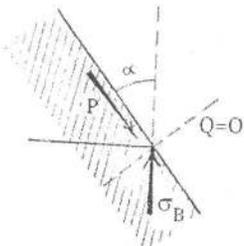
Nous avons :

$$\omega = \alpha \begin{cases} \sigma_B = \frac{P}{2} + \frac{P}{2} \cos 2\alpha = P \cos^2 \alpha \\ Q = 0 \end{cases} \tag{VI.38}$$

On en déduit alors :

$$P = \sigma_B (1 + \tan^2 \alpha) = \frac{\gamma_w y}{m^2} \cdot \frac{1}{\cos^2 \alpha} = \frac{\gamma_w y}{\sin^2 \alpha} \tag{VI.39}$$

- A l'aval :



Le cas d'un réservoir vide donne lieu à des considérations analogues. Résumons l'ensemble des résultats donnant les contraintes suivant les parements comme suit :

Etat du réservoir	Parement amont	Parement aval
Plein	$\sigma_A = P_A = y(\gamma_b - \frac{\gamma_w}{m^2})$ $Q_A = \gamma_w y$	$P_B = \frac{\gamma_w y}{\sin^2 \alpha}$ $Q_B = 0$
Vide	$\sigma'_A = \gamma_b y$ $Q'_A = 0$	$P'_B = 0$ $Q'_B = 0$

VI.8 CONTRAINTES DE CISAILLEMENT

La contrainte de cisaillement est exprimée par :

$$\tau = \frac{(P-Q)}{2} \sin 2\omega \tag{VI.40}$$

Sur le parement amont:

$$\omega = 0 \Rightarrow \tau_A = 0 \tag{VI.41}$$

Sur le parement aval :

$$\omega = \alpha \Rightarrow \tau_B = P_B \cdot \sin \alpha \cos \alpha = \frac{\gamma_w y}{\sin^2 \alpha} \sin \alpha \cos \alpha = \frac{\gamma_w y}{\operatorname{tg} \alpha} \tag{VI.42}$$

La contrainte de cisaillement varie donc de 0 à $\frac{\gamma_w}{2m} y$. En supposant que cette variation est linéaire, la valeur moyenne de la contrainte de cisaillement est égale. $\frac{\gamma_w}{2m} y$

Agissant sur la surface my , la résultante des contraintes de cisaillement est égale à $\frac{\gamma_w}{2} y^2$ soit bien égale à la poussée Q (effort tranchant).

Nous verrons par la suite, que le cisaillement n'atteint pas sa valeur maximum sur les sections horizontales.

VI.9 APPROXIMATIONS FAITES-CORRECTIFS

Une approximation importante a été faite dans la méthode de calcul utilisée. D'une part, la méthode de la RDM nécessite que droite AB de la poutre-console soit normal à la bissectrice de l'angle α : fibre moyenne.

D'autre part, la poutre doit être indéfinie dans le sens des y et on ne tient pas compte également de transmission des efforts de la base à la fondation. Par un calcul précis, selon la méthode RESAL (1919), conduit à des résultats peu différents à ceux obtenus précédemment. En point B l'effort normal est légèrement plus faible, multiplié par un facteur égal : $(1 - 4\sin^4 \alpha)$ ce qui conduit à chanfreiner le barrage suivant le point C tel que : $OC = h \tan \alpha \sqrt{\cos \alpha}$, permettant ainsi, d'obtenir une légère économie des matériaux (figure VI8)

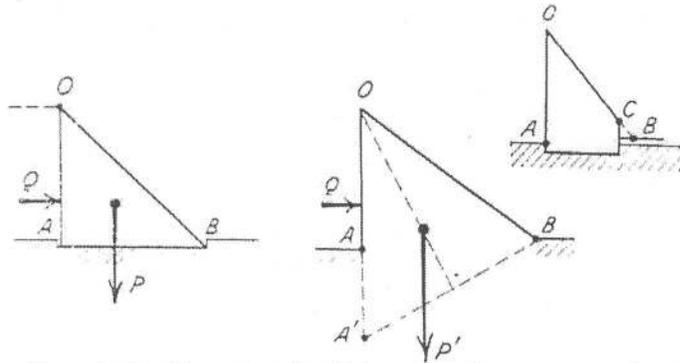


Figure VI.8 : Correction géométrique apportée au parement aval du profil de barrage poids

VI.10 CONTRAINTES POUR UN PROFIL QUELCONQUE

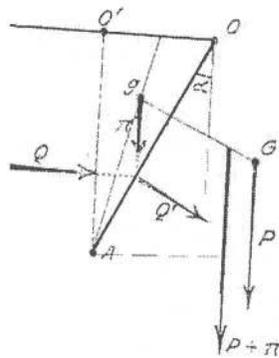


Figure VI.9: Schéma de calcul

Le poids du barrage : $P = \frac{1}{2}(m+n)y^2$

La poussée hydrostatique : $Q = \frac{1}{2}\gamma_w y^2$

Le poids de l'eau π : $\frac{1}{2}\gamma_w y^2 \operatorname{tg}\alpha$

La poussée Q' sur le parement amont est normale au parement amont, résultante du poids π et Q de module :

$$Q' = \sqrt{Q^2 + \pi^2} = \frac{Q}{\cos\alpha} \quad (\text{VI.43})$$

Les contraintes en A et B s'exerçant à la base du barrage, sont déterminées de la même façon que précédemment dans le cas profil théorique vertical :

$$\begin{cases} \sigma_A = y \left[\gamma_b \frac{m}{m+n} + \gamma_w \frac{n^2 + 2mn - 1}{(m+n)^2} \right] \\ \sigma_B = y \left[\gamma_b \frac{n}{m+n} + \gamma_w \frac{1 - mn}{(m+n)^2} \right] \end{cases} \quad (\text{VI.44})$$

Les équations se réduisent dans le cas d'un réservoir vide ($\gamma_w=0$) à :

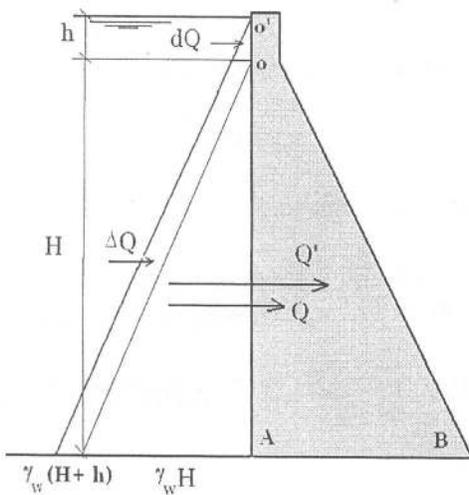
$$\begin{cases} \sigma'_A = \gamma_b y \frac{m}{m+n} \\ \sigma'_B = \gamma_b y \frac{n}{m+n} \end{cases} \quad (VI.45)$$

Les résultats des équations précédentes illustrent bien l'intérêt d'avoir un léger fruit pour le parement amont, en effet à réservoir vide la contrainte en A est réduite par rapport à la contrainte pour un barrage à profil vertical amont, exprimée par le rapport $\frac{m}{m+n}$.

En effet ce léger fruit amont compense d'ailleurs le risque que peut provoquer le poids du couronnement, de faire basculer la résultante du tiers central quand le réservoir est vide ce qui peut permet alors de développer des contraintes de traction à l'aval du barrage.

VI.11 SURELEVATION DU PLAN D'EAU

La surélévation du plan d'eau engendre une augmentation de la poussée hydrostatique, des augmentations de contraintes, et une diminution de la stabilité (figure 5).



$$Q' = \frac{1}{2} \gamma_w (H+h)^2 = \frac{1}{2} \gamma_w H^2 + \gamma_w Hh + \frac{1}{2} \gamma_w h^2 \quad (VI.46)$$

d'où :

$$Q' = Q + \Delta Q + dQ$$

dQ : le supplément de force exercée en tête du barrage.

Les contraintes initiales :

$$\sigma_A = H \left(\gamma_b - \frac{\gamma_w}{m^2} \right) \quad (VI.47)$$

$$\sigma_B = H \frac{\gamma_w}{m^2} \quad (VI.48)$$

Figure VI.10 : Effet de la surélévation d'eau sur la poussée hydrostatique

La surélévation produit des suppléments de contraintes et un supplément de moment :

Le moment fléchissant supplémentaire $\gamma_w \frac{h}{2} H^2$ (VI.49)

Le supplément de contrainte est de valeur égale à : $\pm 3\gamma_w \frac{h}{m^2}$, d'où on déduit alors, que la contrainte en point B devient égale :

$$\sigma_B = H \left(\frac{\gamma_w}{m^2} \right) + 3\gamma_w \frac{h}{m^2} \quad (VI.50)$$

VI.12 INFLUENCE D'UNE AUGMENTATION DE LA DENSITE DE L'EAU

Souvent la surélévation de plan d'eau durant les périodes de crues s'accompagne d'une augmentation notable de la densité de l'eau du fait de la turbidité des eaux en période de crues.

Cette augmentation provoque une augmentation de la poussée hydrostatique sur le barrage, il en résulte un déplacement de la résultante qui risque de sortir du tiers centrale, du fait du supplément de contrainte s'exerçant à l'aval du barrage.

Cette situation peut entraîner une réduction non négligeable du coefficient de Maurice Levy :

La nouvelle contrainte est égale : $\sigma'_B = \frac{\Delta\gamma_w}{\gamma_w} \cdot \sigma_B$ (VI.51)

La valeur du coefficient de Maurice Levy vaut alors : $r' = r - \frac{\Delta\gamma_w}{m^2 \gamma_w}$ (VI.52)

VI.4. CALCUL DES CONTRAINTES PAR LA THEORIE D'ELASTICITE

Cette méthode fut mise en place par Pigeaud (1923), on prenant toujours un profil triangulaire au fruit amont m_1 et aval m_2 ce qui permet d'écrire les équations linéaires d'équilibre élastique suivantes

$$\begin{aligned} \sigma_x &= a_1x + b_1y \\ \sigma_y &= a_2x + b_2y \\ \tau_y &= a_3x + b_3y \end{aligned} \quad (\text{VIII.14})$$

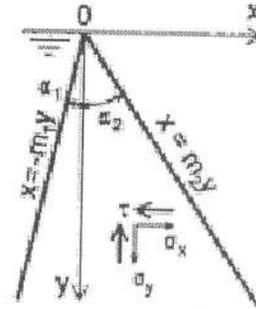


Figure VI. 5 : Bilan des forces sur le profil théorique

Les six coefficients arbitraires d'équilibre élastiques peuvent être déterminés par les conditions aux surfaces en fonction de γ_b et γ_w et donnant les solutions suivantes :

$$a_1 = \frac{\gamma_b}{(m_1 + m_2)^2} m_1 m_2 (m_2 - m_1) + \frac{\gamma_w}{(m_1 + m_2)^2} m_1 m_2 (m_1 m_2 - m_2^2 - 2) \quad (\text{VI.52})$$

$$b_1 = \frac{\gamma_b}{(m_1 + m_2)^2} 2m_1^2 m_2 - \frac{\gamma_w}{(m_1 + m_2)^2} m_2^2 (2m_1^2 m_2 - 3m_1 - m_2) \quad (\text{VI.53})$$

$$a_2 = \frac{\gamma_b}{(m_1 + m_2)^2} (m_2 - m_1) - \frac{\gamma_w}{(m_1 + m_2)^2} (m_1^2 + 3m_1 m_2 - 2) \quad (\text{VI.54})$$

$$b_2 = \frac{\gamma_b}{(m_1 + m_2)^2} (m_1^2 + m_2^2) - \frac{\gamma_w}{(m_1 + m_2)^2} (m_2 - m_1 - 2m_2^2 m_1) \quad (\text{VI.55})$$

$$a_3 = \gamma_b - b_2 \quad \text{et} \quad b_3 = -a_1 \quad (\text{VI.56})$$

Sachant que $m_1 = \tan \alpha_1$ et $m_2 = \tan \alpha_2$, la contrainte normale principale est déterminée par :

$$\sigma_{1,3} = \frac{1}{2} (\sigma_x + \sigma_y) \pm \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2} \quad (\text{VI.57})$$

La contrainte maximum de cisaillement est égale à :

$$\tau = \pm \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \quad (\text{VI.58})$$

Pour le calcul des contraintes sur les faces du barrage, il suffit de substituer $x=-m_1y$ pour l'amont et $x=m_2y$ pour l'aval du barrage.

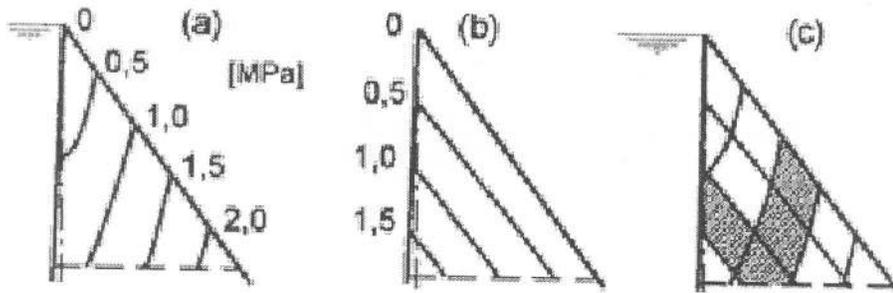


Figure VI. 6 : Représentation des isobares des contraintes principales σ_1

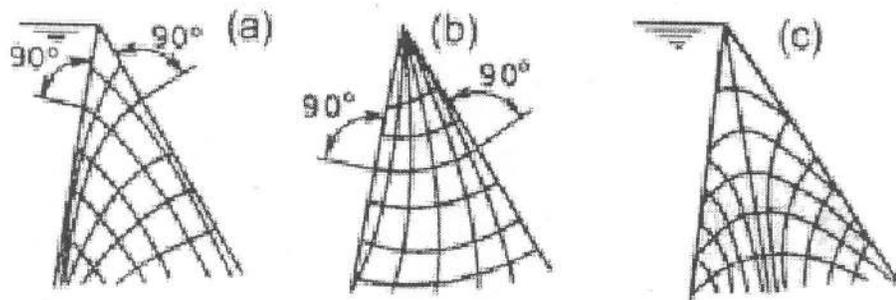


Figure VI. 7 : Trajectoires des contraintes principales (a,b) et contraintes de cisaillement (c)

CHAPITRE VII

CALCUL DE STABILITE D'UN BARRAGE POIDS

VII.1 .PRINCIPES DE CALCUL

- Il existe trois principales catégories de calcul des barrages réservoirs :
- Calcul de stabilité : c'est un calcul qui se résume en principaux calculs : stabilité au renversement et stabilité au glissement.
- Calcul de résistance : il existe deux types de résistance : générale et résistance locale.
- Calcul de tassement : il s'agit du calcul aux tassements différentiels, c'est-à-dire le déplacement vertical des ouvrages et fondations.

L'ensemble des calculs de stabilité et de résistance sont effectués pour deux combinaisons de charges :

- a) Combinaison de charges principales (*Primary and secondary loads*) : c'est l'ensemble des actions exercées régulièrement (charges permanentes) en condition normales d'exploitation.
- b) Combinaison de charges particulières (*Exceptional loads*) : c'est l'ensemble des actions particulières qui peuvent atteindre des valeurs exceptionnelles.

VII.2. DIFFERENTS TYPES DE CHARGES

VII.2.1.Charges Principales

Elles se composent de deux types de charges

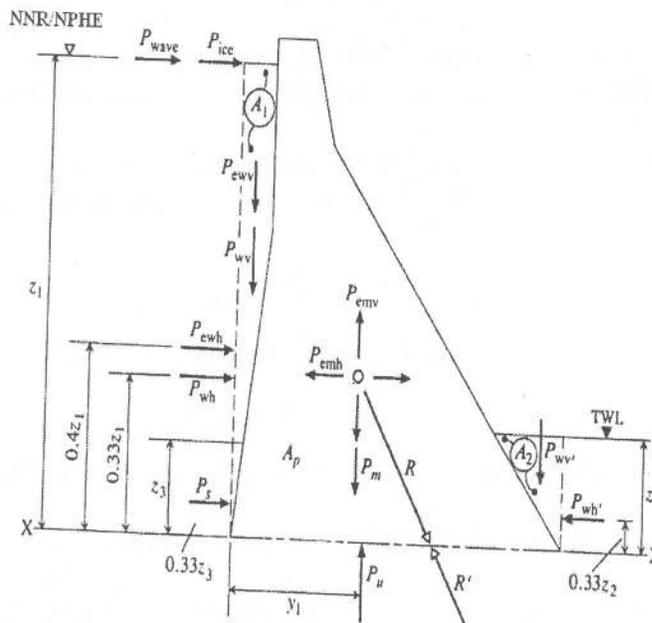


Figure VII.1 : Différents types de charge s'exerçant sur un barrage Poids (Novac et al., 2004)

VII.2.1.1 Charges primaires :

1. Poids propre du barrage "P_m" qui inclut l'ensemble des équipements hydromécaniques.

$$P_m = (1,1 - 1,15) \gamma_b A_p \quad (\text{kN/m}) \quad (\text{VII.1})$$

γ_b : poids volumique du matériaux du barrage, pour le béton (23,5 à 24,0) kN/m³

A_p : aire du profil du barrage.

La majoration du poids propre de 10 à 15 % tient compte de la présence des équipements mécaniques.

2. Pression hydrostatique amont "P_{wh}", correspondant au niveau normal de retenue NNR.

$$P_{wh} = \frac{1}{2} \gamma_w z_1^2 \quad (\text{kN/m}) \quad (\text{VII.2})$$

3. Sous pressions totales "P_u" correspondant au NNR.

$$P_u = \eta B \gamma_w \frac{z_1 + z_2}{2} \quad (\text{VII.3})$$

γ_w : poids volumique de l'eau 10 kN/m³

η : coefficient de réduction de surface des sous pressions, $\eta = 1$ en absence d'un système de drainage.

Dans un barrage en béton, une réduction des pressions est envisagée par l'introduction d'un système de drainage, situé derrière le parement amont correspondant à une charge restante au niveau du drain égale (figure 2) :

$$z_d = z_1 + k_d(z_1 - z_2) \quad (\text{m}) \quad (\text{VII.4})$$

K_d est égal à 0,33 (Moffat, 1976) en cas de présence d'un système de drainage. Les forages sont de (200- 250) mm de diamètre, distants de (3- 4) m.

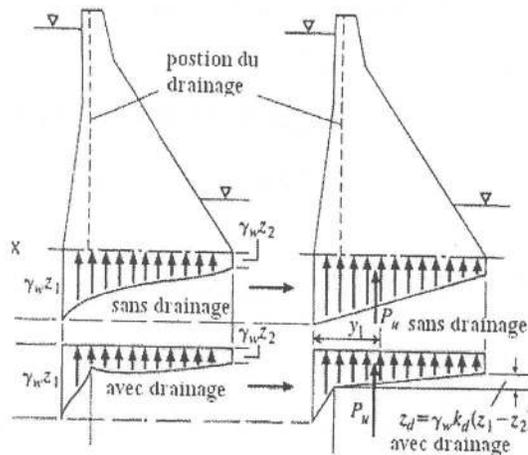


Figure VII.2 : Système de drainage et répartition des sous pressions (Novac et al., 2004)

4. Pression interstitielles "Pi" dans les sections caractéristiques correspondant au niveau normale de retenue NNR.

Il y a lieu de tenir compte d'autres charges qui exercent sur le barrage dues à l'inclinaison des parements amont et aval : P_{wv} , $P_{wv'}$ et P_{wh} .

VII.2.1.2 Charges secondaires :

1. Poussée des sédiments " P_s " correspondant au niveau du volume mort (NVM).

$$P_s = \frac{1}{2} K_s \gamma'_s z^2 \quad (\text{VII.5})$$

où :

γ'_s : poids volumique déjaugé des sédiments ($\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$) ;

Pour une première approximation, on prend $\gamma'_s = 10 \text{ kN/m}^3$.

K_s : coefficient de poussée des sédiments. $K_s = \frac{1 - \sin \phi_s}{1 + \cos \phi_s}$;

ϕ_s étant l'angle de frottement interne des matériaux saturés.

2. Poussée des glaces W_g , correspondant au niveau NNR/NPHE

Son intensité varie en fonction de l'épaisseur de la couche de glaces formées au niveau de la retenue, on considère que la poussée est égale à 145 kN/m^2 pour une épaisseur supérieure ou égale à $0,6 \text{ m}$ et négligeable si cette épaisseur ne dépasse pas $0,4 \text{ m}$.

La poussée des glaces peut être calculée par l'expression ci-après :

$$P_{wg} = k_L b h_L p \quad (\text{VII.6})$$

b : étant l'épaisseur de glace sur la structure

h_L : hauteur maximum des glaces pour probabilité de retour $T=100$ ans.

k_L : coefficient caractérisant la poussée des glaces fonction de la longueur l de la couverture de glace de la structure, jusqu'à la rive opposée.

Tableau n°1 : Valeurs du coefficient k_L

longueur de couverture de glace (m)	50	70	90	120	≥ 150
k_L	1	0,9	0,8	0,7	

3. Poussée des vagues W_v , correspondant au niveau NNR/NPHE

$$P_w = \frac{1}{2} \gamma_w H_s^2 \quad (\text{VII.7})$$

Selon, l'Institut Anglais de Génie Civil (ICE), la hauteur significative, peut être déterminée à partir du graphe de la figure II.3.

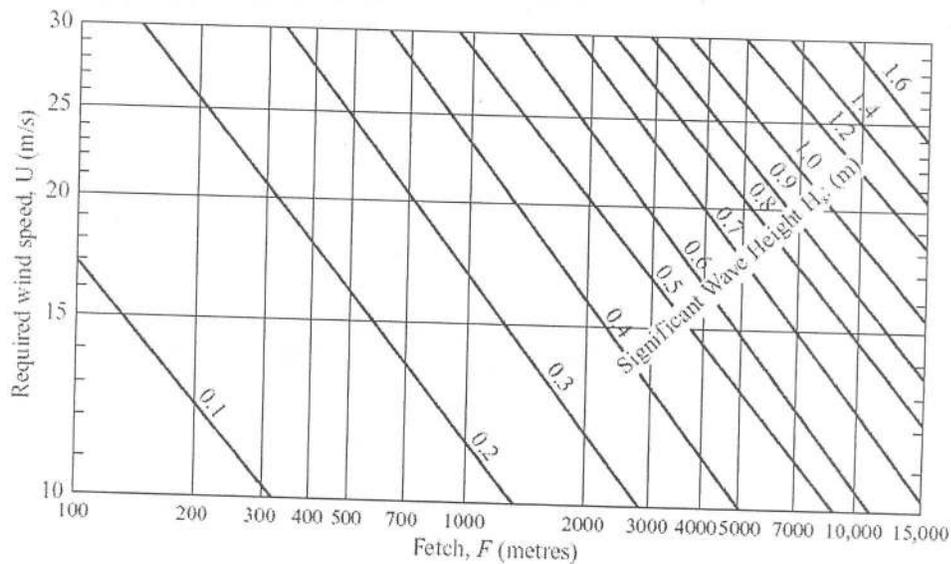


Figure VII.3 : Relation entre la vitesse du vent et houle (m/s) et la hauteur significative(m) en fonction de la longueur de Fetch (m).

4. Charges thermiques sont générées par le différentiel de température dans le corps du barrage associées aux changements de température et de la chaleur d'hydratation du ciment
5. Efforts de traction ou de freinage provoqués par les mécanismes de levage.
6. En plus, dans certains cas de barrages sur une assise non rocheuse on tient compte des charges ci-après :

- Poids du sol
- Charge de l'avant radier exercée sur les fondations.
- Poids des terres à l'aval.

VII.2.2.Charges Particulières : Elles regroupent les charges ci-après :

- Forces d'inerties développées par un séisme
- Force hydro sismique développée par la masse d'eau dans le réservoir sur le barrage
- Poussée de l'eau sur le parement amont et les pressions interstitielles dans les sections du niveau des plus hautes eaux (NPHE).
- Pression de l'eau sur le parement aval pour un débit correspondant à la situation de crue Q_{NPHE}
- Sous pressions d'infiltration dans le cas d'un mauvais fonctionnement du système de drainage des fondations.

a) Forces d'inertie développée par le corps (masse) du barrage

$$\text{Force horizontale} : P_{emh} = \pm \alpha_h P_m \quad (VII.3)$$

$$\text{Force verticale} : P_{emv} = \pm \alpha_v P_m \quad (VII.9)$$

Les forces d'inerties énumérées ci-dessus sont appliquées au centre de gravité du corps du barrage.

CHAPITRE VII : Calcul de stabilité d'un barrage Poids

b) Force d'inertie Hydrodynamique (hydro sismique) :

Par application de la méthode pseudo-statique où le chargement dynamique se traduit par l'application de forces statiques équivalentes aux efforts dynamiques maximaux supportés par l'ouvrage.

Selon Westergaard (1933) la distribution de la force d'inertie hydrodynamique qui s'exerce sur un mur en mouvement périodique, exprimée en (N/m²) :

$$P_{(y)} = K_{\theta} C_e \alpha_h \gamma_w \sqrt{z_{\max} y} \quad (\text{VII.10})$$

z_{\max} : hauteur maximum d'eau considérée du barrage.

y : profondeur considérée.

α_h : coefficient d'accélération sismique.

y : distance en dessous de la surface du réservoir

C_e : coefficient adimensionnel de pression (Westergaard), exprimé par la relation :

$$C_e = \frac{0,817}{\sqrt{1 - 7,75 \left(\frac{H}{1000.T^2} \right)}}; \quad T = 1/f_m \quad (\text{VII.11})$$

T : période propre du barrage

K_{θ} : coefficient dépendant de l'inclinaison du parement amont :

$K_{\theta} = 1$ parement vertical ; $K_{\theta} < 1$ parement incliné

z_1 : hauteur d'eau correspondante

Pour $K_{\theta} = 1$; la résultante peut être exprimée sous la forme de :

$$P_{ewh} = 0,66 C_e \alpha_h z_1 \gamma_w \left(\frac{z_1}{z_{\max}} \right)^{1/2} \quad (\text{KN/m}) \quad (\text{VII.12})$$

Tableau n°2 : Valeurs du coefficient de pression en fonction du parement amont

z_1/z_{\max}	C_e	
	$\phi_u = 0^\circ$	$\phi_u = 15^\circ$
0.2	0.35	0.29
0.4	0.53	0.45
0.6	0.64	0.55
0.8	0.71	0.61
1.0	0.73	0.63

ϕ_u : l'angle du parement avec la vertical.

Zangar (1952) a étudié l'influence de l'inclinaison du parement amont du barrage et développé une formulation dynamique simplifiée sous la forme :

$$P_{(y)} = \frac{1}{2} \alpha_h h C_m \left[\frac{y}{h} \left(2 - \frac{y}{h} \right) + \sqrt{\frac{y}{h} \left(2 - \frac{y}{h} \right)} \right] \quad (\text{VII.13})$$

L'abaque donne y/h en fonction du coefficient C tel que :

$$C = \frac{C_m}{2} \left[\frac{y}{h} \left(2 - \frac{y}{h} \right) + \sqrt{\frac{y}{h} \left(2 - \frac{y}{h} \right)} \right] \quad (\text{VII.14})$$

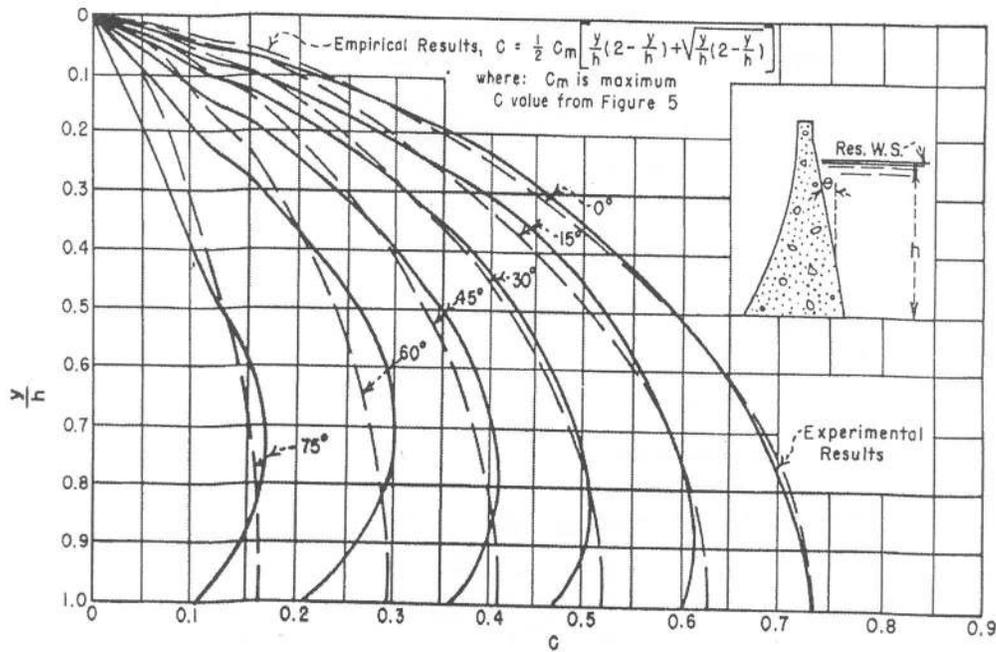


Figure VII.4 : Comparatif entre valeurs expérimentales et empiriques de courbes de distribution de pression, Zangar (1952)

c) Calcul dynamique

Ce sont les charges transitoires par nature, leur durée d'application est typiquement de l'ordre de quelques seconds. Dans ce type de chargement les caractéristiques d'inertie et d'amortissement influencent le comportement du barrage.

- Spectre de réponse: le spectre de réponse doit être régulièrement développé pour éviter la possibilité d'avoir de faibles énergies qui coïncide avec la fréquence naturelle du barrage. Il doit être développé pour le mouvement horizontal et vertical du sol.
- Accélérogramme: les fonctions d'accélération du sol doivent être développées pour les trois composantes du séisme.

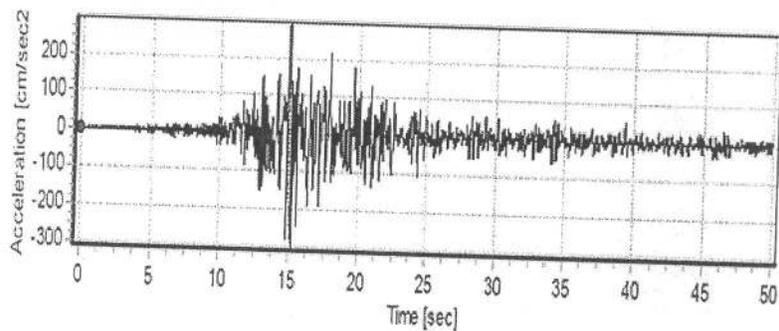


Figure VII.5 : Accélérogramme du séisme du 21 mai 2003 de Boumerdes au site du barrage de Kedara.

La fréquence de vibration d'un barrage est approximativement égale à :

$$f_n = \frac{600}{H^2} \cdot B \quad \text{ou} \quad \text{bien} \quad f_n = \frac{\sqrt{E}}{0,012H} \quad (\text{VII.15})$$

On admet que pour un module d'élasticité du béton $E \approx 14 \text{ GN/m}^2$ la fréquence de résonance est (1- 10 Hz)

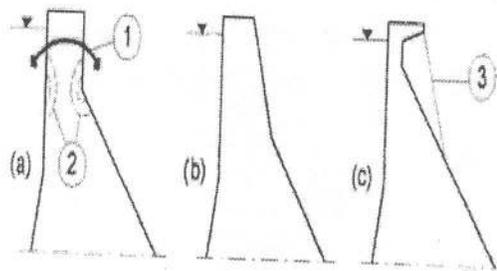


Figure VII.6 Effet du séisme sur la crête d'un barrage poids

Tableau n° 3 : Récapitulatif des différentes charges et critères de calculs pour un barrage poids

Différentes types de charges		Charge (force) [kN/m]	Point d'application [m]	Observations
CHARGES PRINCIPALES	Poids propre du corps du barrage P_m :	$\gamma_c \cdot A_p$	Centre de gravité de l'aire A_p	$23,5 \leq \gamma_c \leq 24,0$ kN/m ³
	Poussée hydrostatique F_s :	$\frac{1}{2} \gamma_w \cdot z_1^2$	$\frac{1}{3} \cdot z_1$	
	Sous pressions W :	$B \cdot \gamma_w \cdot \frac{z_1 + z_2}{2}$	$\frac{B}{3} \cdot \frac{2z_1 + z_2}{z_2 + z_1}$	Estimation sans système de drainage
	Poussée due au poids de l'eau en amont P_{wh}	$\gamma_w \cdot A_1$	Centre de gravité de l'aire A_1	Dans le cas d'un fruit de fruit n ($n \neq 0$)
	Poussée hydrostatique à l'aval $P_{wh'}$	$\frac{1}{2} \gamma_w \cdot z_2^2$	$\frac{1}{3} \cdot z_2$	Charge correspondante au débit des plus hautes eaux (NPHE)
	Poussée due au poids de l'eau à l'aval P_{wv}	$\gamma_w \cdot A_2$	Centre de gravité de l'aire A_2	Charge correspondante au débit des plus hautes eaux (NPHE)
	Poussée des sédiments E_s	$\frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma_s \cdot z_3^2$	$\frac{1}{3} \cdot z_3$	$ka = \frac{1 - \sin \theta_s}{1 + \sin \theta_s}$ $\gamma_s = (18-20)$ kN/m ³
	Poussées des vagues V	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H_s^2$	NNR/NPHE	H_s : hauteur significative des vagues.
	Poussée des glaces W_g	Selon les situations et climatologie de la région	NNR/NPHE	$W_g = 145$ kN/m ² si $e=0,6$ m (USBR)
CHARGES PARTICULIERES	Poussée sismique horizontale G_{emh}	$\pm \alpha_h P_m$	Centre de gravité de A_1	α_h : coefficient sismique horizontal
	Poussée sismique verticale G_{emv}	$\pm \alpha_v P_m$	Centre de gravité de A_1	α_v : coefficient sismique vertical.
	Poussée Hydro-sismique	$0,66 C_e \cdot \alpha_h \cdot z_1 \cdot \gamma_w (z_1 / z_{max})^{1/2}$	$\frac{2}{5} \cdot z_1$	Calcul pseudo statique formule de Westergaard (1933)

VII.3 CALCUL DE STABILITE D'UN BARRAGE POIDS

En règle générale, le calcul de stabilité au glissement et au renversement et le cas échéant au soulèvement doit être vérifié parfois même durant l'exploitation d'un barrage dans un souci de s'assurer de la sécurité de la structure.

VII.3.1 Stabilité au renversement :

La stabilité au renversement est garantie, si la résultante des forces appliquées se trouve dans le tiers central, autrement dit si le rapport au point de rotation le plus défavorable, la stabilité au renversement est vérifiée entre le moment stabilisant (résistant) et le moment renversant (moteur), définie par :

$$\sum_{l=1}^n M_{+/o} \geq \sum_{l=1}^n M_{-/o} \Leftrightarrow \frac{\sum_{l=1}^n M_{+/o}}{\sum_{l=1}^n M_{-/o}} \geq F_o \quad (\text{VII.16})$$

F_o : coefficient de sécurité et fonction de la combinaison de charge. Les coefficients de sécurité au renversement doivent vérifier :

- Combinaison de charges normales ou *usual* (NLC : *Normal Load combination*) ; $F_o = 1,50$ (côte RN)
- Combinaison de charges exceptionnelles *unusual* (ULC) ; $F_o = 1,25$ (côte PHE)
- Combinaison de charges extrêmes (ELC) ; $F_o = 1,10$ (Côte RN+séisme maximal)

Ce critère de stabilité est loin de la réalité d'un dimensionnement d'un ouvrage et même rarement pratiquée. En effet, la détermination d'une valeur de F_o n'est pas une pratique universelle en raison du lien entre moments de renversement et le niveau de la pression. Une stabilité suffisante en rapport au renversement peut être assurée en précisant le niveau de pression pour le béton.

Ce critère de stabilité est loin de la réalité d'un dimensionnement d'un ouvrage et même rarement pratiquée.

VII.3.2 Stabilité au soulèvement

La stabilité au soulèvement se définit par le rapport entre la somme des forces verticales dirigées vers le bas et celle des forces verticales dirigées vers le haut. La stabilité au soulèvement est souvent vérifiée dans le cas des barrages « légers »

VII.3.3 Stabilité au glissement

Le glissement est classiquement exprimé en termes d'un facteur de sécurité ou facteur de sécurité contre le glissement, F_s , estimée en utilisant une ou l'autre des trois définitions:

- coefficient au glissement (*sliding factor*), F_{SS} ;
- coefficient cisaillement au frottement (*shear friction factor*), F_{SF} ;
- facteur d'équilibre limite (*limit equilibrium factor*), F_{LE} .

a) Coefficient au glissement (sliding factor) : il est exprimé en fonction de la résistance au glissement sur un plan considéré. Dans ce cas on suppose que la résistance au frottement sans tenir compte des forces de la cohésion.

Défini par le rapport de la sommation des composantes de charges horizontales ; ΣF_H , sur la sommation des charges verticales, ΣF_V suivant un plan horizontale :

$$\frac{\sum F_H}{\sum F_V} \leq F_{ss} \quad (VII.17)$$

Si le glissement est sur un plan incliné la condition s'écrit alors :

$$\frac{\frac{\sum F_H}{\sum F_V} - \tan \alpha}{1 + \left(\frac{\sum F_H}{\sum F_V} \right) \tan \alpha} \leq F_{ss} \quad (VII.18)$$

- Charges normales (usuelles) : $F_{ss} = 0,75$ (côte RN)
- Charges extrêmes : $F_{ss} = 0,90$ (Côte RN+séisme)

b) Coefficient de cisaillement au frottement (Shear Friction Factor)

Le coefficient est défini comme étant le rapport de la résistance totale au cisaillement qui peut se produire sur une section plane horizontale totale correspondant à la sommation des charges horizontales défini par :

$$\frac{S}{\sum F_H} > F_{SF} \quad (VII.19)$$

où

$$S = \frac{c.A_h}{\cos \alpha (1 - \tan \phi \cdot \tan \alpha)} + \sum F_V \tan(\phi + \alpha) \quad (KN/m) \quad (VII.20)$$

S : étant la résistance au cisaillement maximale qui peut être mobilisé.
 A_h : section plane de glissement.

Pour section plan horizontale ($\alpha = 0$), l'équation s'écrit alors à :

$$S = c.A_h + \sum F_V \tan(\phi) \quad (VII.21)$$

La condition définie en équation (II.20) s'écrit comme suit :

$$\frac{c.A_h + \sum F_V \tan(\phi)}{\sum F_H} > F_{SF} \quad (II.22)$$

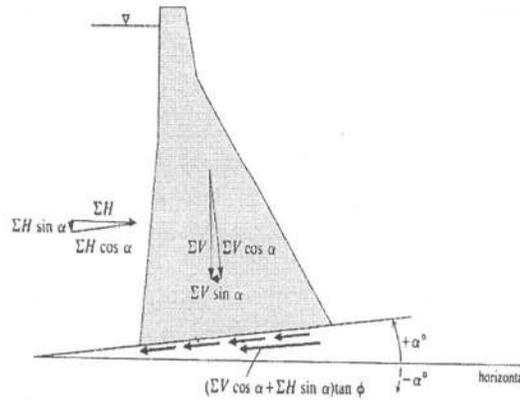


Figure VII.7 : Définition de la détermination du coefficient de cisaillement au frottement

Tableau n°4 : Valeurs du coefficient de cisaillement au frottement, selon l'USBR,1987.

	Situation de combinaison de charges		
	Normale	Exceptionnelle	Extrême
Béton (barrage)/Interface à la base	3,0	2,0	>1,0
Rocher de fondation	4,0	2,0	1,3

c) Facteur d'équilibre limite (limit equilibrium factor) :

L'approche d'équilibre limite à la stabilité au glissement repose sur les fondements de mécanique des sols classiques. Le facteur d'équilibre limite F_{LE} étant le rapport entre la contrainte de résistance au cisaillement sur la contrainte appliquée à travers un plan :

$$\frac{\tau_f}{\tau} \geq F_{LE} \quad (II.23)$$

où

τ_f : la résistance au cisaillement disponible, exprimée par le critère de rupture de Mohr-Coulomb, et peut s'écrire pour un plan horizontale comme suit

$$\frac{c + \sigma_n \tan \phi}{\tau} \geq F_{LE} \quad (II.24)$$

Pour un plan incliné d'angle α , la condition s'écrit comme suit :

$$\frac{cA_h + \left[\sum F_V \cos \alpha + \sum F_H \sin \alpha \right] \tan \phi}{\sum F_H \cos \alpha - \sum F_V \sin \alpha} \geq F_{LE} \quad (II.25)$$

Il y a lieu de constater que $\alpha = 0$ l'équation précédente (II.25) sera égale à l'équation (II.22) .

Tableau n° 5: Valeurs comparatives des différents facteurs de calculs de sécurité au glissement (Profil triangulaire)

Inclinaison de la section plane α en ($^{\circ}$)		C=0 ; $\phi= 30^{\circ}$		$\Sigma c=\Sigma H$; $\phi= 0^{\circ}$	
	F_{SS}	F_{SF}	F_{LE}		
-5				0,86	0,89
0	0,71	0,68	0,74	1,00	1,00
+5	0,66	0,87	0,87	1,13	1,18
+10	0,44	1,33	1,39	1,29	1,41
+15	0,34	1,52	1,79	1,44	1,75

Tableau n°6: Valeurs du coefficient de frottement en fonction de surface de glissement

Nature du glissement	Localisation du glissement plan	Coefficient de frottement $tg\phi$
Béton - Béton	Fissure en pleine masse de béton	2,0 -- 3,0
	Reprise de bétonnage soignée	1,5 -- 2,1
Béton - Rocher	Rocher de bonne qualité	1,5 - 1,9
	Rocher de mauvaise à moyenne qualité	0,5 -1,9
Rocher - Rocher	Bonne qualité et faiblement diaclasé	1,0-1,9
	Moyenne qualité et fortement diaclasé	0,5-1,0

VII.4 CONDITION DE NON TRACTION DU PAREMENT AMONT

Selon l'USBR (1987), la justification d'exclusion de la traction (non traction) des matériaux du barrage le long du parement amont est exprimée à partir de la contrainte effective normale σ'_N suivant les combinaisons de charge :

$$\text{Pour les charges normales : } \sigma'_N > \max \left\{ (p-1)\gamma_w \cdot z_0 - \frac{f_t}{3}; -\gamma_w z_1 \right\} \quad (II.26)$$

$$\text{Pour les charges exceptionnelles : } \sigma'_N > (p-1)\gamma_w \cdot z_0 - \frac{f_t}{2} \quad (II.27)$$

Pour les charges extrêmes : l'apparition de fissure est admise ; on évalue la longueur de la fissure et on vérifie la résistance au cisaillement sur la section non fissurée à partir du critère du coefficient de frottement de cisaillement

où

f_t : résistance à la traction du matériau du barrage

z_1 : hauteur d'eau dans la retenue.

p : coefficient de réduction tenant compte du système de drainage, en absence de dispositif de drainage, $p=1$, si non $p=0,4$ en première approche.

z_0 : hauteur d'eau au point considéré de calcul de la contrainte.

VII.5 CALCUL DES CONTRAINTES

Il est judicieux de vérifier le dimensionnement du barrage poids en béton par un calcul de résistance interne de l'ouvrage. Pour cela, il est nécessaire de calculer les contraintes dans le corps du barrage, où il sera question de déterminer :

- a) contrainte normale verticale σ_y sur section horizontale plane,
- b) contraintes verticale de cisaillement τ_{xy} et τ_{yx} ;
- c) contrainte normale horizontale σ_x sur une section verticale plane
- d) contraintes principales σ_1 et σ_3 direction et amplitude.

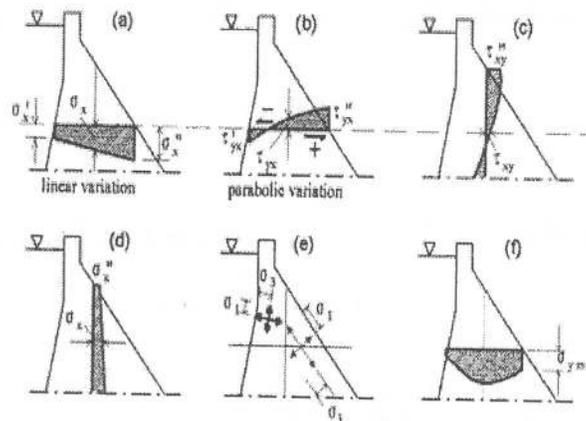


Figure VII.8 : Représentation schématique de la distribution des contraintes dans corps du barrage type poids (Novac et al., 2004)

$$\sigma_y = \frac{\sum F_v}{A} \pm \frac{\sum M}{I} \cdot x' \tag{II.28}$$

M^* : somme des moments par au centre de gravité de la section plan

I : moment d'inertie de la section plane.

x' : distance entre l'axe neutre de la section plan jusqu'au point d'application de contrainte σ_y

V : effort vertical en excluant les sous pressions

T' : section normal à l'axe

Pour $x'=T'/2$

$$\sigma_y = \frac{\sum V}{T'} \left(1 \pm \frac{6e}{T'} \right) \tag{II.29}$$

Pour un réservoir plein :

a)-Contrainte amont :

$$\sigma'_x = \frac{\sum V}{T'} \left(1 - \frac{6e}{T'} \right) \tag{VII.30}$$

b)- Contrainte aval :

$$\sigma''_x = \frac{\sum V}{T'} \left(1 + \frac{6e}{T'} \right) \quad (\text{VII.31})$$

e : étant excentricité déterminé par la relation :

$$e = \frac{\sum M}{\sum V} \quad (\text{II.32})$$

La contrainte de cisaillement est égale :

$$\tau_{xy} = \tau_{yx} = \gamma_w \cdot y \cdot \quad (\text{II.33})$$

La contrainte normale horizontale est exprimée par :

$$\sigma'_x = \gamma_w y - (\gamma_w y - \sigma'_y) \tan^2 \alpha_1. \quad (\text{VII.34})$$

Par un même raisonnement on déduit les contraintes sur les facettes du parement aval :

$$\tau'' = \sigma'_y \tan \alpha_2. \quad (\text{VII.35})$$

$$\sigma''_x = \sigma''_y \tan \alpha_2. \quad (\text{VII.36})$$

Les axes principaux x , y sont en rotation suivant un angle β qui peut être déterminé par la relation suivante :

$$\beta = -\frac{\tau}{\sigma_x - \sigma_y}. \quad (\text{VII.37})$$

Les contraintes principales sont déterminées par les formulations connues à partir du tenseur de contrainte déviatorique :

$$\sigma_{1,3} = \frac{1}{2} \left[(\sigma_x + \sigma_y) \pm \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau} \right]. \quad (\text{VII.38})$$

La contrainte maximale de cisaillement suivant un angle de 45° qui est déterminée à partir du critère de la limite élastique de Tresca :

$$\tau_{\max} = \pm \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3). \quad (\text{VII.39})$$

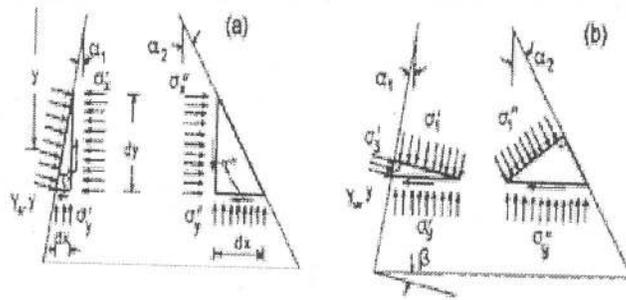


Figure VII. 9 : Représentation schématique de la distribution des contraintes suivant les parements du barrage poids

Les calculs de stabilité et de résistance des ouvrages de retenue et leurs fondations s'effectuent pour deux combinaisons de charges et trois cas de calculs à savoir :

1. Cas d'exploitation permanente de l'ouvrage.
2. Cas de construction et d'exploitation temporaire.
3. Cas de réparation.

VII.6 CALCUL DE STABILITE PAR LA METHODE SEMI-PROBABILISTE

VII.6.1 Approche semi probabiliste

Une approche simplifiée semi- probabiliste consiste à proposer des coefficients de sécurité à appliquer des valeurs dites représentatives ou caractéristiques associées aux lois de distribution des variables aléatoires, et d'injecter ces données d'entrée dans un modèle déterministe.

Pour un problème de dimensionnement probabiliste à deux variables aléatoires : R la résistance et S la sollicitation. Soit la fonction performance en fiabilité s'écrit : $G = R - S$. L'espace physique des variables aléatoires sur lequel est représenté par la courbe d'état Limite : $G=0$. C'est la frontière entre le domaine de sécurité et la défaillance

- La défaillance suppose que la résistance diminue et la sollicitation augmente.
- Des valeurs représentatives (r_{rep} et s_{rep}) ou caractéristiques (r_k et s_k) peuvent être associées aux lois de distribution des variables aléatoires.
- Elle représente respectivement une tendance centrale ou une valeur décalée pour laquelle on suppose une faible observation $r < r_k$ et $s > s_k$.

Dans le dimensionnement des valeurs « de calcul » x_d sont définies comme étant les valeurs caractéristiques ou (représentatives) pondérées par des coefficients de sécurité γ qui confère au résultat un niveau de fiabilité souhaité (figure IV.10)

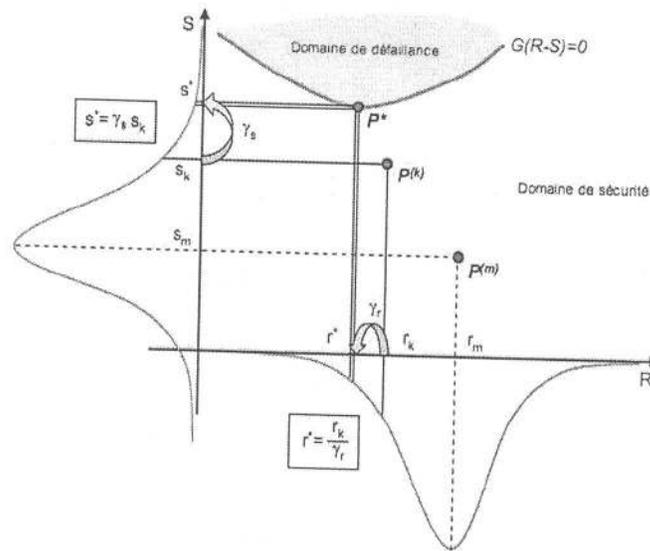


Figure VII.10 Représentation graphique des coefficients de sécurité pour l'approche semi-probabiliste (Gayton et al., 2003)

Le point de conception P^* est utilisé dans le calcul des coefficients partiels. Dans l'espace des variables aléatoires, représenter ici par une variable résistance R et une variable sollicitation S , trois points remarquables.

$P(m)$: point pour lequel les valeurs sont centrées sur les valeurs moyennes ;

$P(k)$: variables sont représentées par des valeurs caractéristiques ;

P^* : Point de conception où la défaillance est la plus probable, puisque la distance entre $P(m)$ et P^* est la plus courte.

Dans l'hypothèse d'une sollicitation et d'une résistance, les équations s'écrivent respectivement comme suit:

$$\begin{cases} s_d = \gamma_s \cdot s_k \\ r_d = \frac{r_k}{\gamma_r} \end{cases} \quad (II.40)$$

Tenant compte du critère de fiabilité $R - S > 0$

$$\frac{r_k}{\gamma_r} > \gamma_s \cdot s_k \quad (II.41)$$

Schématiquement, l'analyse semi-probabiliste remplace le calcul de probabiliste par la vérification d'un critère simple (une inégalité) faisant intervenir :

- les actions de calcul :

$$F_d = \gamma_F \cdot F_{Rep} \quad (VII.42)$$

γ_F : coefficient partiel de sécurité lié aux incertitudes sur les actions,
 F_{Rep} : valeur représentative des actions.

- les résistances de calcul des matériaux:

$$f_d = f_k / \gamma_m \quad (VII.43)$$

f_k : valeur caractéristique de la résistance.

- la géométrie de calcul

$$a_d = a_k + \Delta a \quad (VII.44)$$

VII.6.2 Calcul Semi-probabiliste

Suite à l'adoption de l'Eurocode 2 (1992) et qui fait intervenir des méthodes semi-probabilistes aux états limites ultimes (ELU) et de service (ELS), qui constituent un référentiel standard bien adapté pour une harmonisation des pratiques.

Dans cette méthode, on examine successivement : les situations du projet, les actions et leurs combinaisons, les résistances des matériaux, les états limites et les conditions d'états limites. Pour chaque état-limite, on écrit la condition d'état-limite on fait intervenir :

- les actions, prises en compte au moyen des valeurs caractéristiques pour les actions permanentes et au moyen des valeurs représentatives correspondant aux situations de projet pour les actions de l'eau ;
- les propriétés de résistance, prises en compte au moyen des valeurs caractéristiques. Chaque valeur caractéristique est pondérée par un coefficient partiel
- le coefficient γ_m qui prend en charge l'incertitude pesant sur la connaissance de la propriété. Le jeu de coefficients partiels adoptés introduit une différenciation selon les situations de projet ;
- le coefficient de modèle, s'appliquant de façon conventionnelle du côté du terme moteur de la condition d'état-limite.

Le coefficient de modèle γ_d qui prend en charge toutes les incertitudes ne relevant pas de la connaissance des propriétés de résistance, en particulier les incertitudes relatives au modèle hydraulique et au modèle d'état-limite.

En pratique, les coefficients de modèle ont été obtenus par calibration conventionnelle, le principe consistant à rechercher la meilleure équivalence entre les niveaux de sécurité de la méthode semi-probabiliste proposée et ceux résultant des pratiques traditionnelles déterministes, de manière à s'éloigner le moins possible en moyenne des dimensionnements classiques.

Ainsi, le coefficient de modèle joue le rôle d'ajustement entre les critères déterministe et semi-probabiliste.

VII.6.3- Calcul aux Etats Limites

Les états-limites correspondent à des états au-delà desquels l'ouvrage ne satisfait plus aux critères de dimensionnement. On distingue deux catégories d'états-limites :

Etat-limite de service (ELS) : correspondant à des conditions au-delà desquelles les exigences d'aptitude au service de l'ouvrage ne sont plus satisfaites : les ELS sont les états-limites associés au fonctionnement de la structure ou des éléments structuraux en utilisation normale d'exploitation.

En prenant en compte les défaillances suivantes :

- la fissuration du corps du barrage, notamment la fissuration amont susceptible d'introduire la pleine sous-pression au sein de la fissure et de diminuer la sécurité vis-à-vis de la résistance à l'effort tranchant.
- l'étanchéité est l'aptitude à retenir l'eau et à éviter des infiltrations dans le corps du barrage et de la fondation, préjudiciables vis-à-vis de la sécurité et de l'économie du projet ;
- le drainage est l'aptitude à évacuer les fuites, sans mise en charge des drains ;
- la protection est l'aptitude à protéger la surface du barrage des effets de l'environnement : agents atmosphériques et humains ;
- l'évacuation des crues est l'aptitude à évacuer les eaux en situation de crue rare à extrême ;
- la vidange est la capacité à abaisser partiellement ou totalement le niveau du réservoir

Etat-limite ultime (ELU) : associés à des pertes d'équilibres statiques ou des modes de ruine ; ils correspondent aux états-limites qui concernent la sécurité des personnes et/ou la sécurité de la structure. .

✓ Les barrages - poids connaissent deux états-limites ultimes : l'ELU de résistance à l'effort tranchant et l'ELU de résistance à la compression.

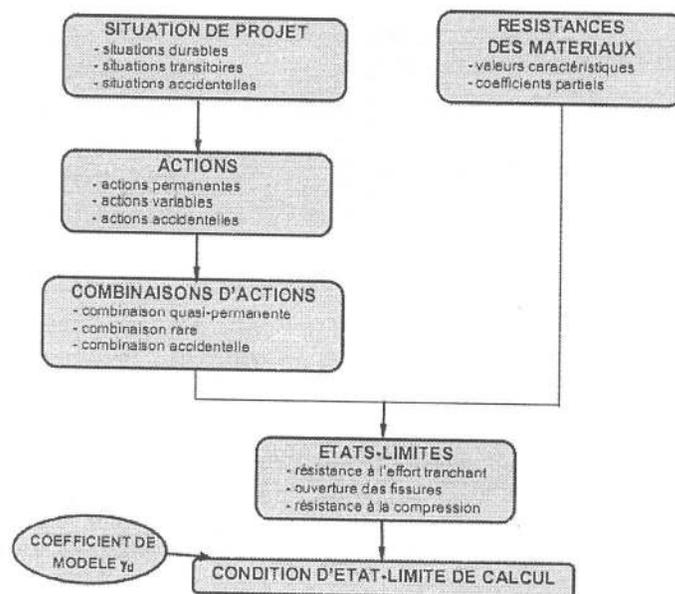


Figure VII. 11 : Démarche de justification de la stabilité d'un barrage-poids (CFBR, 2012)

- Barrage à contreforts : c'est un ouvrage qui résiste à la poussée de l'eau par son poids propre, mais un certain nombre de dispositions permettent de diminuer le volume de béton par rapport à la variante poids. Ce type de barrage est formé d'éléments juxtaposés, nommés contreforts, dont la géométrie est complexe. Chaque contre fort est constitué d'un masque continu à l'amont et d'une âme et reprend l'effort exercé par la poussée hydrostatique.
- Barrage-voûte : c'est une structure tridimensionnelle agissant comme un voile ou une coque. Le barrage-voûte présente une forte courbure en plan et transmet une partie importante des efforts sur les flancs de la vallée lorsque toutes les conditions nécessaires sont réunies, permettant ainsi de réaliser des économies importantes de béton comparativement aux variantes précédentes (figure VIII.2).

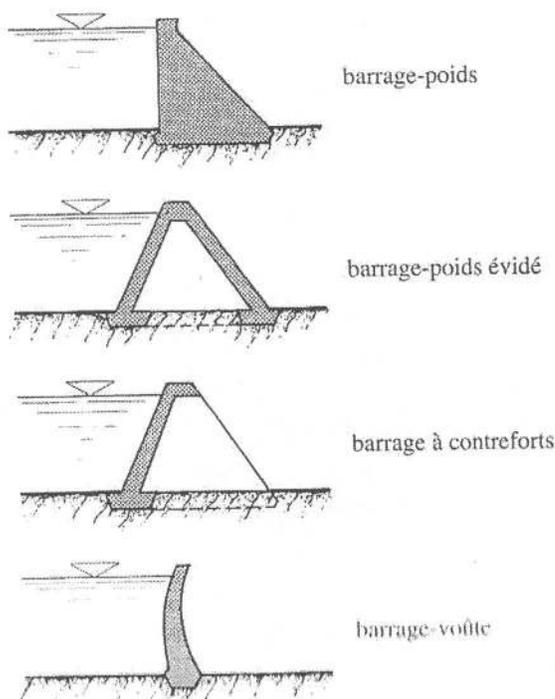


Figure VII.2 : Coupes types des barrages en béton (Schleiss et Pougatsh, 2011)

VIII.2 PARTICULARITESDES BARRAGES EN BETON

L'ensemble des barrages énumérés précédemment présentent des points communs. L'ouvrage est constitué de béton de masse et parfois en béton armé, le cas de la variante voûte mince. La mise en place des matériaux s'effectue à des cadences élevée avec des moyens fortement mécanisés. La structure travail à la compression, cependant des contraintes de traction peuvent apparaître accompagnée de fissures engendrant des dommages structuraux tolérés en présence de situation de charges soit exceptionnelle ou extrême.

Les barrages en béton sont construits en plots de 12 à 19 m de largeurs séparées par des joints de contraction. L'épaisseur du plot dans la direction longitudinale varie entre 3 à 30 m. Chaque plot est bétonné de 1,5 à 3,5 m, conduisant à des étapes de bétonnage pouvant atteindre 1500 m³. Ce mode de construction permet de :

- faciliter le bétonnage en adoptant le volume des étapes à la production journalière,
- contrôler et faciliter le dégagement de la chaleur d'hydratation
- éviter la fissuration de retrait en permettant l'ouverture des joints

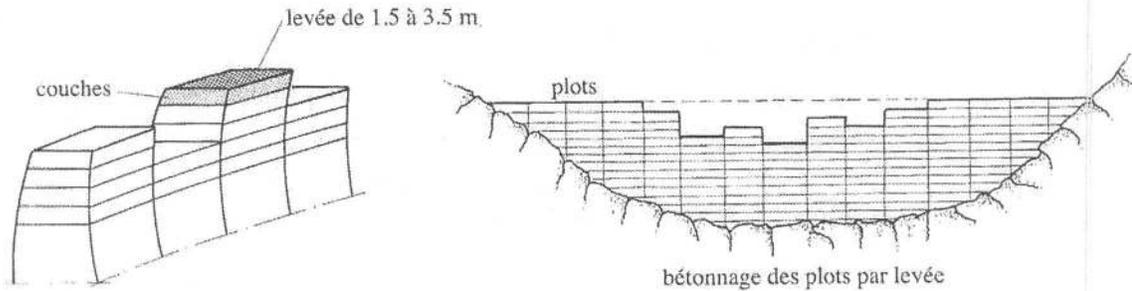


Figure VIII.3 : Les différents types de barrages en béton (Schleiss et Pougatsh,2011)

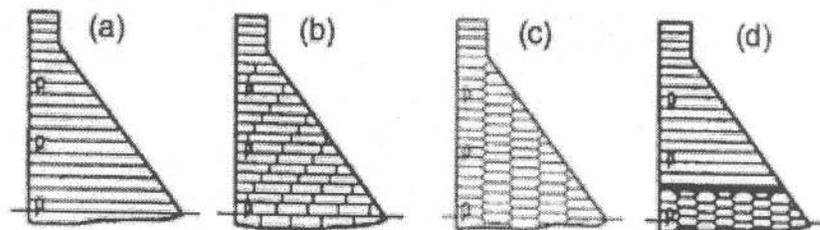


Figure VIII.4 : Schémas de division des blocs durant le bétonnage (Ljubomir et Tancev ,2004)

- Par des sections horizontales, le bétonnage est en un seul bloc.
- Par recouvrement de joints verticaux entre blocs accolés aux uns aux autres.
- Par des colonnes avec des extrémités cimentées ou bétonnées.
- Par la combinaison des schémas précédents.

VIII.3 BARRAGE POIDS

VIII.3.1 Caractéristiques

- Les barrages poids résistent à la poussée de l'eau par leur poids, ils sont économiques, lorsque leur taille reste modeste. Leur face amont, est généralement perpendiculaire à la surface de l'eau. La coupe transversale est de forme triangulaire.

La contrainte normale pour une section horizontale :

$$\sigma = \frac{\sum N}{B} \left(1 \pm \frac{6 e}{B} \right) \quad (\text{VIII.1})$$

où

B : étant la largeur de base ; e : étant l'excentricité égale à :
$$e = \frac{\sum M}{\sum V}$$

La contrainte de compression pour les conditions normales doit être $\sigma \leq 0,28 R_c$ et $\sigma \leq 0,35 R_c$ pour les conditions extrêmes avec un taux de satisfaction de 75 % pour des conditions exceptionnelles (NPHE) :

1. On admet l'hypothèse de Navier d'une répartition trapézoïdale des contraintes à la base du barrage, hypothèse liée au comportement élastique du béton et des fondations, qui est valide pour les barrages de petite ou moyenne dimension.
2. Le critère couramment adopté de non traction en pied amont du barrage équivaut à la " règle du tiers-central " Ce critère doit être strictement vérifié pour les combinaisons de charges permanentes
3. On peut, par contre, admettre pour des petits barrages des tractions modérées en pied amont par les combinaisons d'actions rares ou accidentelles :

$\sigma_t < 0,2$ MPa pour un barrage en béton type BCV et une valeur

$\sigma_t < 0,05$ MPa pour un barrage en type BCR.

4. La section économique pour une contrainte amont égale zéro correspond à une largeur B minimum égal :

$$B = \frac{H}{\sqrt{\frac{\gamma_b}{\gamma_w}(1-n) + n(2-n) - \alpha_1}} \quad (\text{VIII.2})$$

La valeur de B est minimum pour une valeur maximum du dénominateur de l'équation (VIII.2) et ce par la différenciation de la racine de l'expression ce qui revient à déterminer la valeur du parement n :

$$n = \frac{2 - \frac{\gamma_b}{\gamma_w}}{2} \quad (\text{VIII.3})$$

VIII.3.2 Avantages :

1. Peuvent être implantés sur des sites où la vallée ayant topographiquement n'importe quelle forme, le tracé s'adapte très bien au terrain.
2. On peut leur donner une légère courbure (convexité vers l'amont) pour accroître sensiblement la sécurité.
3. peuvent être siège d'une surélévation.
4. Intégration dans le corps de la digue (barrage) le déversoir, qui constitue un avantage essentiel.
5. Se prêtent à la fabrication de béton en grande quantité et la mise en place se fait très aisément.

VIII.3.3 Particularités

1. L'évaluation des efforts réels au contact de la fondation est difficile.
2. Le calcul des efforts secondaires (dus en particulier aux échanges thermiques) est mal connu et imprécis.
3. Il nécessite une fondation rocheuse de bonne qualité, à titre d'exemple pour un module d'élasticité $E = 10^9 \text{ Kg/m}^2$ est considéré comme excellent, par contre un sol avec un module d'élasticité $E = 2 \cdot 10^8 \text{ kg/m}^2$ est médiocre.
4. La stabilité est très sensible aux variations du poids spécifique de l'eau, à la hauteur de retenue, et aux séismes.
5. Le réseau de drainage et le voile d'injection assurant l'étanchéité et l'élimination des sous pressions sont des nécessités absolues.

Le barrage poids est économique lorsque sa taille reste modeste. Une coupe transversale est de forme grossièrement triangulaire capable de retenir d'importants volumes d'eau et nécessitant une fondation rocheuse de bonne qualité.

VIII.4 BARRAGE POIDS EVIDES

VIII.4.1 Caractéristiques :

Dans l'optique d'une réduction de sous pressions dans variante du barrage poids, des évidements peuvent être envisagés à l'aval (figure VIII.5).

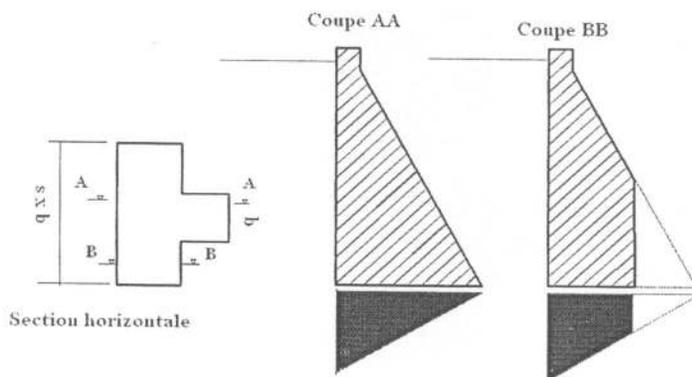


Figure VIII.5 : Diagramme de sous pressions

Le nouveau profil du barrage entraîne des légères détériorations de stabilité du fait de la diminution du poids, notamment vis-à-vis du glissement. Or, l'effet déstabilisateur des sous pressions est réduit par la création des évidements aval..

L'augmentation de la valeur de s et en drainant correctement la fondation, la sous-pression s'annule au fond des évidements avec une variation linéaire jusqu'au parement amont ; au droit du contre forts (on admet un rapport largeur du plot sur la largeur aval est inférieur à 3). Ce type de variante exige une fondation rocheuse caractérisée par les conditions suivantes :

$$\frac{K_{adm}}{f} < (1,4 - 1,5) \quad \text{et} \quad f = \text{tg}\varphi > 0,75 \quad (\text{VIII.5})$$

VIII.4.2 Avantages :

1. Diminution du volume de béton
2. Evidements permettent la réduction des sous pressions.
3. Présence des joints élargis favorise une accélération du refroidissement du béton durant la période de construction et au début de l'exploitation du barrage.
- 4.

VIII.4.3 Particularités

1. Augmentation des surfaces des coffrages.
2. Complication des travaux de réalisation du bétonnage.
3. Difficultés dans la détermination du chemin critique du planning des travaux.

VIII.5 BARRAGE A CONTREFORTS

VIII.5.1 Caractéristiques

Le barrage à contrefort est réalisé en béton, a une forme triangulaire et ses faces amont et aval sont inclinées (figure VIII.6).

Les contreforts conduisent les efforts jusqu'aux fondations, qui doivent être de qualité afin de supporter des sollicitations en générales élevées. Les contreforts sont construits côte à côte et sont séparés par un joint vertical. La surface de coffrage est plus importante et la mise en place du béton est ardue.

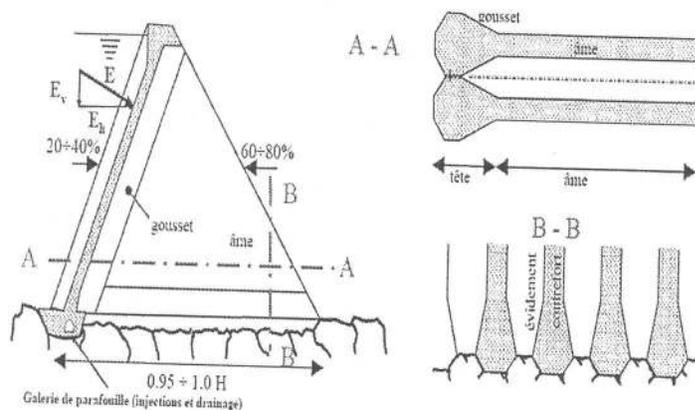


Figure VIII.6: Barrage à contreforts: profil type et section horizontale

Il existe plusieurs types de barrages à contreforts selon la forme même du contrefort, qui se divise en deux zones distinctes :

La tête dont la largeur varie entre 12 à 14 m elle est appelée tête élargie ou tête en forme de diamant. Une des formes les plus répandues, mais il existe d'autres formes (figure VIII.7). Les têtes sont munies d'un gousset dans leur partie aval pour transmettre à l'âme les efforts de la poussée de l'eau.

Le changement de section progressif pour favoriser la transmission des efforts.

Enfin, il y a lieu de rappeler qu'une bande d'étanchéité est située dans le joint entre les deux têtes juxtaposées. L'âme est le plus souvent d'épaisseur constante et de l'ordre du tiers de la largeur de la tête. Dans le cas de changement de section, il se produit progressivement pour limiter les

contraintes. La mise en place d'étrésillons horizontaux entre les âmes des contreforts est également une mesure pour reprendre les efforts latéraux en cas de séisme.

Pour limiter le volume de béton, certaines solutions originales ont été développées :

1. Barrages à contreforts à têtes arrondies dont la hauteur H_b varie de (40- 100) m, largeur entre axe est de 10 à 20 m, et l'épaisseur du contrefort e varie de 3,5 à 8m. Par contre, pour des barrages à doubles contreforts, largeur entre axe est de l'ordre de 15 à 20 m
- Barrage à contreforts à dalles planes qui présente le défaut d'être sensible aux séismes.
- Barrage à contreforts à voûtes multiples ou à dôme multiples : ils de voûtes minces s'appuyant sur des contreforts.
- Un ferrailage est prévu pour la voûte en raison des efforts de traction qui apparaissent dans cette dernière.

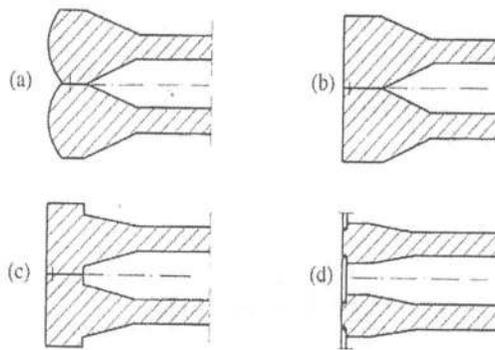


Figure VIII. 7: Barrage à contreforts différentes formes de tête des contreforts
 (a) à tête ronde, (b) à tête en forme de marteau (c) à tête en forme de T ;
 (d) à dalles planes.

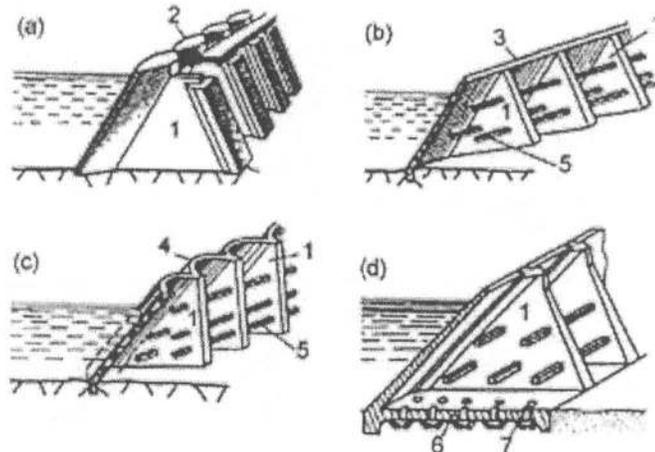


Figure VIII.8 : Différents types de barrages à contreforts
 Barrage à tête massive (b) barrage à dalles planes (c) barrage multi-voûtes
 (d) barrage avec dalles de fondation

LEGENDE

- 1 : Contreforts, 2 : Tête massive, 3 : Dalle plane, 4 : Voûte , 5 : Raidisseurs , 6 : Dalle de fondation , 7 : Ouvertures de drainage.

- Les barrages à contreforts à tête ronde se différencient des barrages, poids évidés à joints élargis, par leurs évidements de leurs joints plus développés.
- Les barrages à contreforts à tête doivent posséder des voiles étanches et résistants aux lessivages.
- Les barrages à doubles contreforts possèdent une grande stabilité au renversement latérales ce qui est important pour les régions sismiques et aussi dans les circonstances défavorables et défectueuses

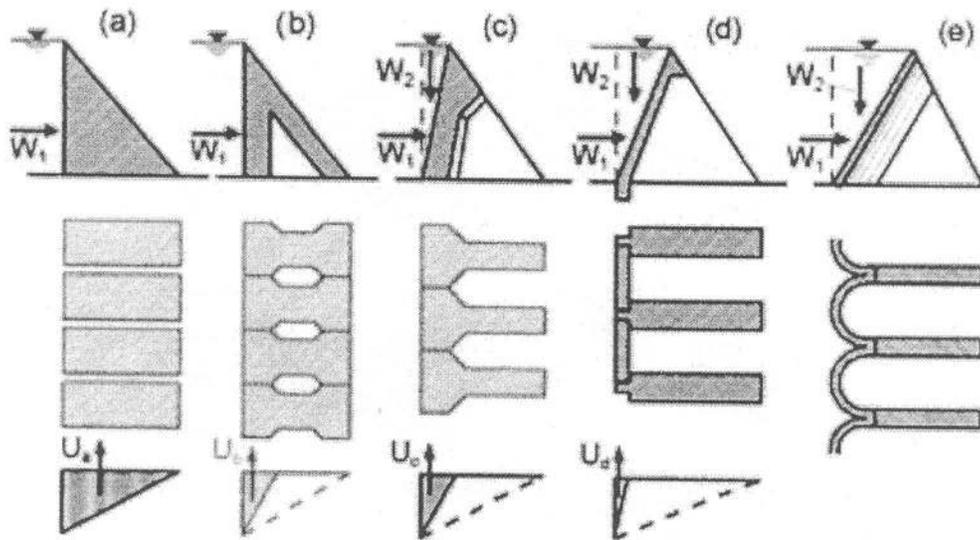
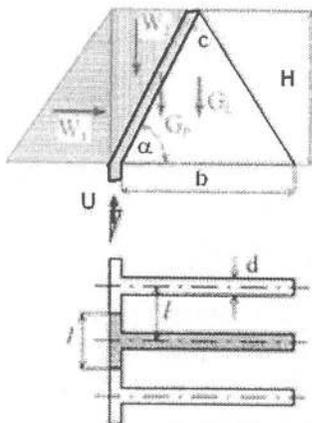


Figure VIII.9 : Comparatif des méthodes d'utilisation du béton du passage d'un barrage poids à un barrage multi-voûtes.

La distance entre les contreforts pour une inclinaison du parement amont peut être déterminée à partir de la condition de stabilité ci après :

$$W_1 = \frac{(G_k + G_p + W_2 - U)f + c.d.b}{k_s} \quad (\text{VIII.6})$$



- G_k : poids du contre forts
- G_p : poids de la tête du parement amont
- W_2 : poids de l'eau sur parement amont
- b : largeur de base du barrage
- d : largeur du contrefort.
- c : épaisseur de la tête du parement amont
- α : angle d'inclinaison du parement amont

Figure VIII.10 : Différentes actions s'exerçant sur un contrefort

La figure VIII.11, est une représentation schématique avec les dimensions d'un barrage contreforts à dalles planes avec la distance axiale entre les contreforts est $l = (4,5 - 5,5)m$ et l'angle d'inclinaison du parement amont $\alpha = (60^\circ - 85^\circ)$ et celle du parement aval $\beta = (45^\circ - 60^\circ)$ et une largeur à la base $B = (1 - 1,5)H$ et une épaisseur des contreforts $d_v = (0,25 - 1,0)m$ avec un ancrage au fond à l'aval, formant une sorte de bécaille de largeur maximale : $d_{max} = 0,1 H d_v$

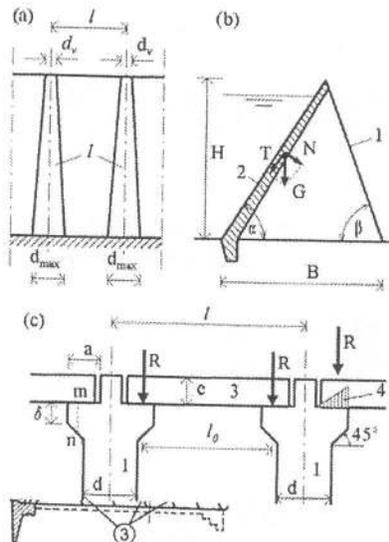


Figure VIII.11 : Vue schématique (a) Coupe vertical (b) section transversale (c) vue en plan

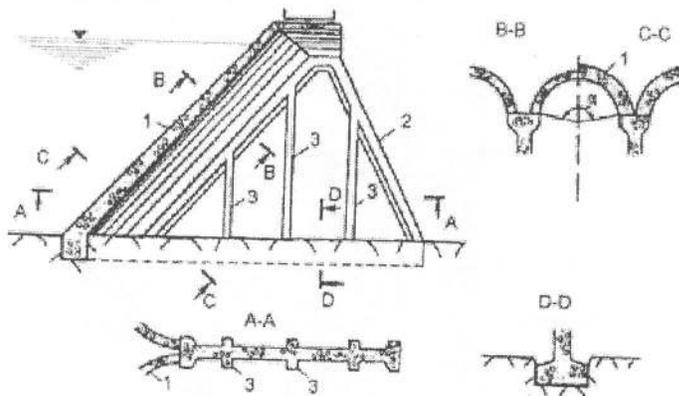


Figure VIII.12 : Barrage contreforts à multi-voûtes (Ljubomir et Tancev, 2004)

VIII.5.2. Avantages

1. La composante verticale de la poussée de l'eau produite par l'inclinaison du parement amont augmente considérablement la stabilité;
2. L'effet des sous-pressions est faible ce qui facilite leurs contrôle, de par la surface de fondation laissé libre entre les plots.

Chapitre VIII : Différents types de barrages en béton

3. La diminution du volume de béton de l'ordre de 25 à 30 % par rapport à la variante barrage poids.
4. Bonne dissipation de la chaleur du béton permettant ainsi le recours à la réfrigération artificielle du béton.
5. En outre, l'intégration de l'évacuateur de crue, qui sera supporté par les contreforts ainsi qu'une vidange de fond entre les contreforts est possible.

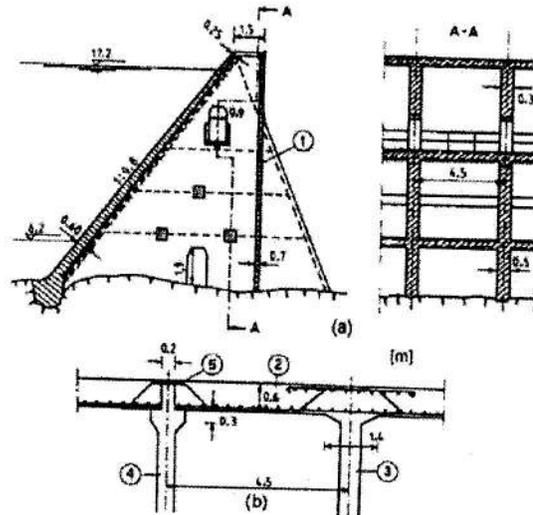


Figure VIII.13 : Détail des éléments d'un barrage contrefort

Légende :

Section type (b) coupe de couverture à une profondeur de 10 m (1) Mur en béton dosé pour renforcement des dalles en amont. (2) côté externe des plaques (3) contreforts rigide (4) contreforts rigide de séparation des dalles (5) isolation par joint/asphalte.

VIII.5.3. Particularités

1. La surface de coffrages est importante, les formes sont compliquées
2. La surface de contact entre deux têtes de contreforts est faible
3. La stabilité transversale en cas de séisme peut être critique, par l'absence de continuité du parement aval
4. La fondation des contreforts sur les rives est délicate
5. La vulnérabilité du barrage aux actes de malveillance et chutes de blocs.

VIII.5.4 Calcul des contraintes :

a) Contraintes agissantes sur les parements

Sous l'action des sollicitations :

- Poids propre
- Poussée hydrostatique
- Sous pression

La contrainte maximale de compression se situe au pied du parement aval du barrage et la contrainte minimale est sur le parement amont, cette contrainte doit rester dans tous les cas positif.

$$\sigma_{\min, \text{am}} \geq 0$$

(VIII.8)

Les contraintes principales sont normales et parallèle aux parements :

A réservoir plein :

- Parement aval :

$$\sigma_I = \sigma_{\max,av} = \sigma_{z,av}(1 + \tan^2 \alpha) ; \sigma_{II} = 0 \quad (\text{VIII.9})$$

- Parement amont :

$$\sigma_I = \sigma_{\min,am} = \sigma_{z,am}(1 + \tan^2 \delta) - \sigma_{EZ} \tan^2 \delta ; \sigma_{II} = \sigma_{EZ} \quad (\text{VIII.10})$$

Pour satisfaire la condition définie par l'équation (IX.8) , il faut satisfaire :

$$\sigma_{z,am}(1 + \tan^2 \delta) \geq \sigma_{EZ} \tan^2 \delta \Rightarrow \Rightarrow \sigma_{z,am} \geq \sigma_{EZ} \sin^2 \delta \quad (\text{VIII.11})$$

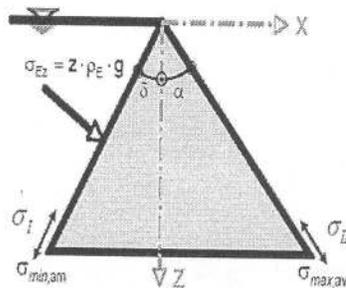


Figure IX. 15 : Contraintes agissantes sur les parements d'un barrage contrefort

b) Contraintes verticales

Les contraintes verticales sont supposées linéaires le long d'une section horizontale. Elles sont déterminées le long d'une section horizontale :

$$\sigma_z(x) = \frac{N}{A} \pm \frac{M_y}{I_y} x \quad (\text{VIII.12})$$

Les contraintes aux arêtes amont et aval sont données par les relations suivantes :

$$\sigma_{z,am} = \frac{N}{A} + \frac{M_y}{W_{am}} \quad \text{et} \quad \sigma_{z,av} = \frac{N}{A} - \frac{M_y}{W_{av}} \quad (\text{VIII.13})$$

VIII.6 BARRAGES VOUTES

Le barrage voûte est de forme arquée horizontalement et verticalement, la poussée hydrostatique est reportée sur les flans de la vallée par un effet d'arc. Il est constitué d'une coque à simple courbure ou à double courbures plus au moins encastées le long de ses appuis. Le barrage voûte est considéré comme une variante non récente, puisque dans le bassin de la Méditerranée, le barrage de François Zola, réalisé près d'Aix Provence, date de 1843 et celui de Bear Valley en Californie en 1844.

Le concept du voûte fut réellement développé qu'à partir 1930, sous l'impulsion notamment en France par l'ingénieur Coyne, en Italie par Semenza et Stucky en Suisse (figure VIII. 16)..

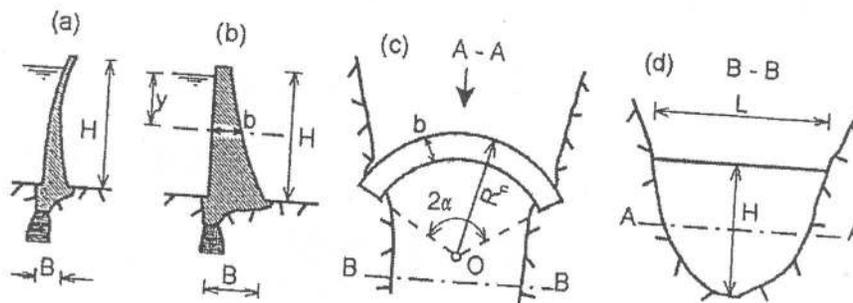


Figure VIII. 16 : Présentation schématique de barrage voûtes avec les variantes:
 (a) voûte mince (b) poids voûte

Dans ce type de variante de barrage les pressions interstitielles ne jouent pas un rôle très important car les forces verticales jouent un rôle secondaire. Les barrages voûtes sont à l'état comprimé presque partout mais, la traction est inévitable à cause des encastremets.

VIII.6.1. Caractéristiques constructives:

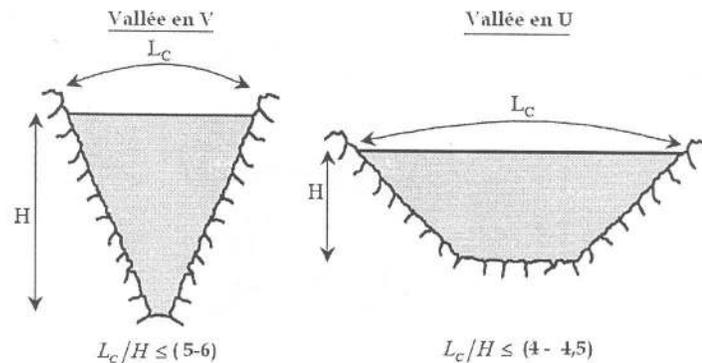


Figure VIII. 16 : Critère d'emplacement d'un barrage voûte

Tableau n° 1: Caractéristiques des vallées d'un barrage voûte

Épaisseur	Vallée large en U	Vallée étroite en V
au couronnement	$e_c = \frac{H}{15}$	$e_c = \frac{H}{20}$
à la base	$e_b = \frac{L_c}{20}$	$e_b = \frac{L_c}{15}$

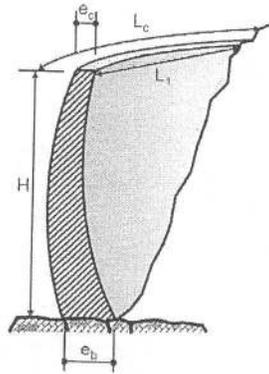


Figure VIII. 17: Coupe de la console à la clé d'un barrage voûte.

Selon l'US bureau of Reclamation, l'épaisseur de la section de la console peut être définie à trois niveaux :

- Au niveau de la crête : $e_c = 0,01 (H + 1,2L_1)$ (VIII.13)

e_c : largeur en crête.

H : hauteur statique du barrage

L_1 : longueur de la corde d'un arc.

- A un niveau égal à 0,45 H : $e_{0,45} = 0,95 e_b$ (VIII.14)

e_b : largeur à la base de la console

- A la base de la console : $e_b = \left[0,012 H L_1 L_{(0,45)} \left(\frac{H}{400} \right)^{\frac{H}{400}} \right]^{1/3}$ (VIII.15)

- Volume approximatif du barrage en m^3 :

$$V = \frac{1,77 \cdot 10^{-4} H^2 L_{(0,15)} (H + 0,8 L_1)^2}{(L_1 - L_{(0,15)}) + 1,08 \cdot 10^{-2} H L_1 + 1,1 L_1} \quad \text{(VIII.16)}$$

avec ,

$L_{(0,45)}$: longueur de la corde d'un arc à 0,45H

$L_{(0,15)}$: longueur de la corde d'un arc à 0,15H

Un barrage voûte mince correspond aux critères

$$e_b = (0,10 - 0,33)H ; \frac{L_c}{H} < (1,5 - 2) \quad \text{(VIII.17)}$$

Un barrage poids voûte mince correspond aux critères

$$e_b > 0,33H ; (1,5 - 2) < \frac{L_c}{H} < (3,0 - 4,5) \dots \quad \text{(VIII.18)}$$

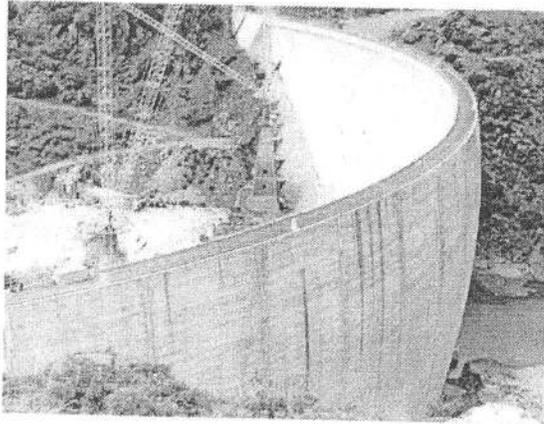


Figure VIII.18: Vue de la rive droite du barrage voûte de Bosa en Sardaigne (Italie), H=57 m , L₁=325 m.

Lambardi (1988) a proposé l'introduction d'un coefficient d'hardiesse C (coefficient d'assurance) en fonction de la hauteur H, de la surface moyenne du barrage S et du volume de béton œuvré V sa valeur peut varier de 15 à 20.

$$C = \frac{S^2}{V.H} \quad \text{(VIII.19)}$$

VIII.6.2. Critères de projection

Les barrages voûtes trouvent leur place idéale dans les sites relativement étroits, le ratio largeur en crête sur la hauteur est inférieur à 4, lorsque la qualité des fondations est excellente, surtout sur les rives. Aujourd'hui, ils sont souvent préférés à tous les autres types pour les sites de grande hauteur dépassant les 150 m. En allant du plus simple au plus sophistiqué, on trouvera des voûtes de formes très différentes (figure VIII.19) :

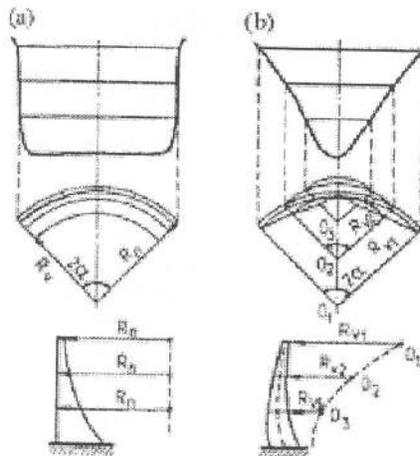


Figure VIII.19: Deux méthodes de projection simple d'un barrage voûte.

- a) les cylindres tous les arcs sont identiques et superposés, avec un rayon et une épaisseur constants et égaux (*forme réservée aux petits ouvrages, moins de 20 m de hauteur*) ;
- b) les cylindres-cônes : rayon amont uniforme, le parement amont est un cylindre, l'épaisseur des arcs croît linéairement de haut en bas; les sections verticales sont donc toutes égales à un trapèze.
- c) les voûtes à simples courbures, ainsi nommées, car leur parement amont est encore un cylindre, mais l'épaisseur des arcs n'est plus constante et croît de la clé vers les appuis ; le parement aval n'est en général pas une surface réglée.
- d) les voûtes à double courbure, pour lesquelles les deux parements sont des surfaces à double concavité dirigée vers l'aval ; en général, l'épaisseur croît de haut en bas et du centre vers les appuis. La définition de la géométrie de ces ouvrages est toujours analytique ; le recours à des définitions paraboliques ou spirales améliore quelque peu l'homogénéité des champs de contraintes.

La complexité croissante des formes permet un meilleur usage du béton de masse, obtenu à l'issue d'un processus d'optimisation de forme. Cela explique qu'on s'accommode de formes simples pour les petits barrages, là où la simplicité d'exécution prévaut, et qu'au contraire on réserve les définitions complexes aux grands ouvrages où les gains en volume de béton peuvent être significatifs.

VIII.6.4.3. Tracé de l'arc

Le principe du barrage voûte mince repose sur la théorie de répartition des tensions analogues à celles qui se produisent dans un cylindre mince. La pression uniforme de l'eau s'exprime par la relation ci-après (figure VIII. 20) :

$$p_m = p \cdot \frac{R_e}{R_{moy}} \tag{VIII.20}$$

où

p : poussée de l'eau

p_m : pression uniforme à l'axe de l'arc

R_e : rayon extérieur

R_{moy} : rayon extérieur

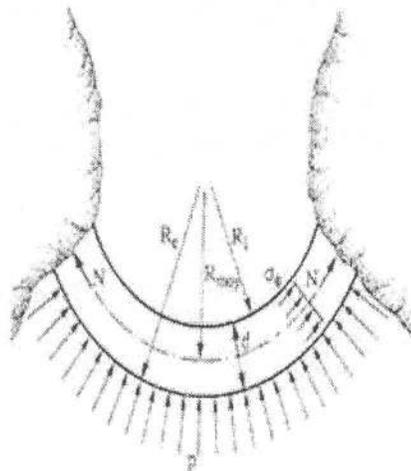


Figure VIII.20: Vue en plan de l'arc circulaire d'un barrage-voûte

La répartition des contraintes dans les arcs est uniforme, la résistance à la flexion est négligée. Le barrage est découpé en tranches horizontales indépendantes, supposées libres de se déformer sur

un plan horizontal. On suppose que ces arcs ont une épaisseur constante et que le rayon est constant (les arcs ont une forme circulaire). Les contraintes uniformes par approximation sont égales :

$$\sigma_{\phi} = p_m \cdot \frac{R_{\text{moy}}}{d} \quad (\text{VIII.21})$$

σ_{ϕ} : Contrainte uniforme
 d : épaisseur de l'arc

Le déplacement radial est égal :

$$\delta = 1/E_B \cdot R_{\text{moy}} \sigma_{\phi} \quad (\text{VIII.22})$$

Cette méthode est préconisée pour dimensionnement préliminaire d'un barrage-voûte, les contraintes maximales admissibles dans la section moyenne du barrage ($H_b/2$) ne doivent pas dépasser $\sigma_{\sigma} \leq 3,5$ à $4,0$ MPa.

Cependant, les contraintes maximales sur le parement aval, après calcul détaillé doivent être inférieures à $8,0$ MPa et aucune contrainte de traction n'est tolérée sur le parement amont.

VIII.6.4.4. Méthode arcs- consoles

Il s'agit dans cette méthode de remplacer la structure coque tridimensionnelle en un système orthogonal de poutres en donnant une image un peu plus proche de la réalité consiste à découper la voûte en un double réseau de poutres courbes horizontales (les arcs) et verticales (les consoles) qui se répartissent la poussée de la retenue, ainsi que les autres charges (figure IX.22).

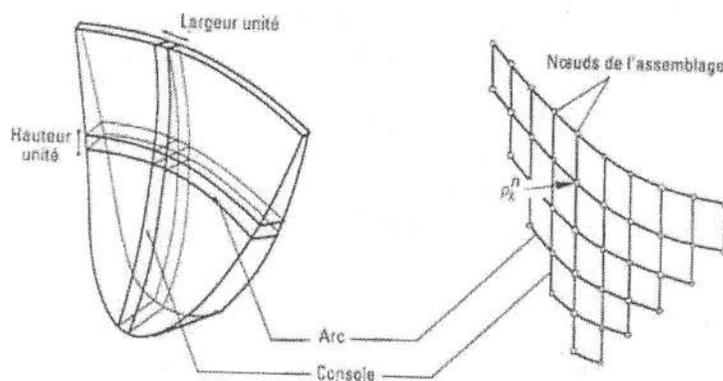


Figure VIII. 21 : Découpage du barrage en système d'arcs et consoles

Dans cette méthode on suppose une répartition de la poussée hydraulique sur les arcs horizontaux et sur les consols verticales. Il en résulte des déformations élastiques des arcs et des consols dans les trois dimensions (à six degrés de liberté). Les déformations doivent être concordantes en chaque nœud, point d'intersection des arcs et consoles. Si la déformation des consoles ne coïncide pas avec celle des arcs, alors la répartition de la poussée hydrostatique entre arcs et consoles doit être adaptée au principe du *Trial Load method*, technique développée depuis 1930 aux états unis par l'USBR qui exige pour les calculs l'outil informatique.

Chapitre VIII : Différents types de barrages en béton

Le principe est comme suit : Les consoles sont numérotées en m , les arcs en n et les nœuds en mn . Les nombres m et n sont choisis en fonction de la précision requise. On suppose la pression concentrée aux nœuds du réseau est décomposée en deux portions :

$$P = p_{mn} + \pi_{mn} \quad (\text{VIII.23})$$

Les déformations de la voûte se définissent en chaque point par une translation (trois composantes) et une rotation du plan tangent (trois composantes).

On notera le déplacement horizontal normal ou déplacement radial par d dans le système des consoles, D dans le système des arcs. C'est-à-dire d pour la console de rang m sont calculés en fonction des forces inconnues $p_{m1}, p_{m2}, p_{m3}, \dots, p_{mn}$, ce qui suppose l'établissement des lignes d'influences de la déformation des consoles sous l'effet d'une force unitaire appliquée au niveau n . Soient C_1, C_2, \dots, C_n ces coefficients .

$$\begin{cases} d = C_1 p_{m1} + C_2 p_{m2} + \dots \\ D = C'_1 \pi_{1n} + C'_2 \pi_{2n} + \dots \end{cases} \quad (\text{VIII.24})$$

Ensuite, on écrira l'égalité des déplacements radiaux dans les deux systèmes :

$$d = D \quad (\text{VIII.25})$$

En résumé nous avons:

- m consoles, n arcs et mn nœuds
- $2mn$ inconnues p et π
-

Système d'équation :

- mn équations d'équilibre $P = p + \pi$
- mn équations de déformation $d = D$

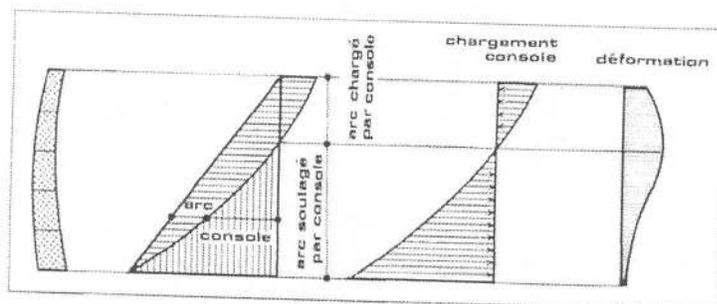


Figure VIII.22 : Epure de pression et déformation par effet arc-consol

VIII.6.5. Effets thermiques dans le barrage voûte

La figure VIII.23, illustre par l'épure la répartition de la température suivant l'épaisseur de l'arc, la répartition de la température est distribuée suivant l'arc comme suit :

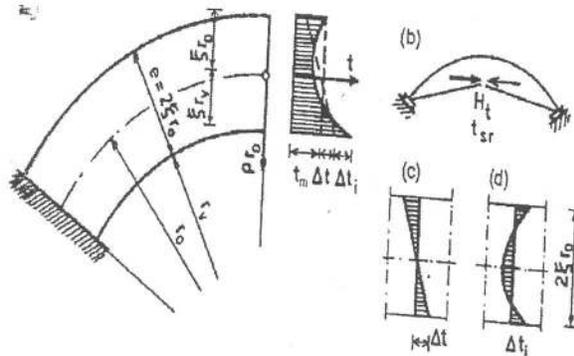


Figure VIII.23 : Epure de distribution des contraintes thermiques (Tancev ,2005)

$$t_i = t_m + \frac{\Delta t}{\xi} \cdot \rho + \Delta t_i \quad \text{(VIII.26)}$$

où :

t_i : température suivant la section de l'arc

t_m : température moyenne dans la section de l'arc

Δt : ordonnée de la partie curviligne de l'épure de température

ξ : épaisseur relative de l'arc : $\xi = \frac{(r_n - r_v)}{2r_0}$

La contrainte thermique résultante est égale :

$$\sigma_{\Delta t} = E \cdot \alpha_t \cdot \frac{\Delta t}{\xi} \cdot \rho \quad \text{(VIII.27)}$$

α_t : coefficient d'augmentation (expansion) de température.

En valeur moyenne $E\alpha_t = 0,2$ MPa à la surface des arcs du barrage avec $(\rho \pm \xi)$ la contrainte se réduit à :

$$\sigma_{\Delta t} = \pm 0,2 \Delta t \quad \text{(VIII.28)}$$

En générale la contrainte thermique peut être exprimée par la relation suivante :

$$\sigma_{\Delta t} = \frac{E \alpha_t}{1 - \nu} \Delta t_i \quad \text{(VIII.29)}$$

VIII.6.4.4 Arcs-plongeants

Dans le cas des gorges qui ne s'adaptent pas à la variante voûte mince. On réalise un compromis entre la variante poids et voûte pour opter pour variante de barrage mixte. L'épaississement sera plus considérable encore aux naissances où se manifestent les moments et contraintes les plus considérables.

Sur de tels ouvrages, épais, aux arcs d'épaisseur variables, la formule du tube et des arcs indépendants devient difficile à appliquer. Les essais sur modèle réduit montrent que le réseau des isostatiques, plonge vers l'aval et les rives.

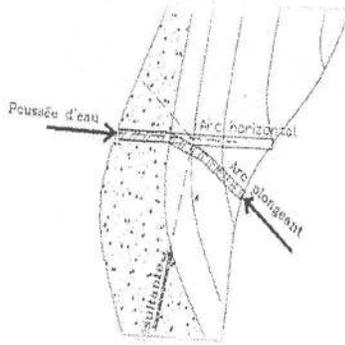


Figure VIII.24: Soulèvement central du aux arcs plongeants

VIII.6.4.6 Culée

Lorsqu'une rive est en pente douce vers le sommet du barrage conduit à une augmentation, conduit à une augmentation importante du rayon de courbure par rapport à celui qui convient plus bas (figure VIII.25). À cet effet, il est plus économique de prévoir une culée poids plus tôt que d'augmenter les rayons. Cette culée peut être utilisée lorsque le terrain échappe dans le haut de l'ouvrage; un barrage-poids, généralement, complètera l'ouvrage du coté oppose à la voûte .dans ce cas, la culée aura à supporter une poussée de la voûte égale :

$$Q = \gamma_w R \frac{h^2}{2} \tag{VIII. 30}$$

Il faut savoir que la culée résiste par son poids P. Sa stabilité est basée sur le principe de stabilité au glissement sur sa fondation, qui inclinée d'un angle α sur l'horizontale on devra alors vérifier la condition :

$$\frac{Q \cos \alpha - P \sin \alpha}{Q \sin \alpha + P \cos \alpha} \leq 0,75 \text{ ou } \frac{P}{Q} \geq \frac{1 - 0,75 \operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \alpha + 0,75} \tag{VIII.31}$$

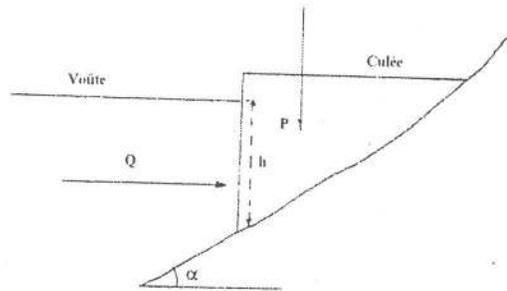


Figure VIII.25: Système de raccordement clé du voûte et culée (Varlet, 1966)

III.6.5 Avantages

Une économie considérable dans l'utilisation du béton de l'ordre de 60 % par rapport au barrage poids. L'épaisseur à la base est de 15-20 % de la hauteur contre 70 – 80 % pour la variante barrage poids.

L'effet des sous pression est réduit du fait de l'épaisseur plus faible de la fondation, par contre les gradients sont importants.

Présentant un atout de stabilité du rocher aux rives pendant la construction et l'exploitation de l'ouvrage.

VIII.6.6 Particularités

Restriction d'implantation que sur deux types de vallées étroites en forme V ou large en forme U. Le prix du mètre cube de béton est onéreux en raison du dosage un peu plus élevé en liant associé au surcoût des travaux de coffrage.

Grande exigence sur la qualité des fondations qui doit être rocheuse d'excellente qualité, peu perméable et peu déformable.

Le système statique est tridimensionnel hyperstatique induit une grande réserve de portance.

IX.6.7. Modèles numériques en mode (2D et 3D) linéaire et non linéaire

Grâce aux développements dans la science de mécanique des milieux continus et l'informatique qu'ont permis d'adopter des méthodes sophistiquées permettant de livrer grâce des simulations numériques proche de la réalité.

Les travaux célèbres de Clough et Zienkiewicz (1987) , Swoboda et Lei 1994 ; Lichun et shuhong 2000 ont permis de mettre en place par la méthode des éléments finis (MEF), des modèles de calculs linéaires et non linéaires de structure de barrage-voûte incluant les problèmes d'interaction fondation ouvrage.

Leur intérêt est de rendre compte directement de la résistance du béton à la traction, faible sinon même nulle. En pratique, il s'agit de programmes aux éléments finis élastiques dont les capacités ont été augmentées.

VIII.6.4.4 Arcs-plongeurs

Dans le cas des gorges qui ne s'adaptent pas à la variante voûte mince. On réalise un compromis entre la variante poids et voûte pour opter pour variante de barrage mixte. L'épaississement sera plus considérable encore aux naissances où se manifestent les moments et contraintes les plus considérables.

Sur de tels ouvrages, épais, aux arcs d'épaisseur variables, la formule du tube et des arcs indépendants devient difficile à appliquer. Les essais sur modèle réduit montrent que le réseau des isostatiques, plonge vers l'aval et les rives.

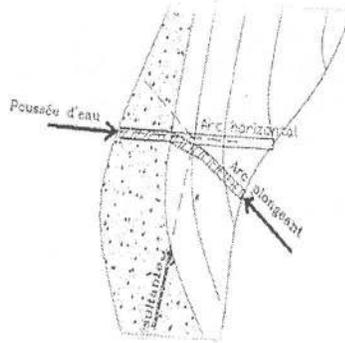


Figure VIII.24: Soulèvement central du aux arcs plongeurs

VIII.6.4.6 Culée

Lorsqu'une rive est en pente douce vers le sommet du barrage conduit à une augmentation, conduit à une augmentation importante du rayon de courbure par rapport à celui qui convient plus bas (figure VIII.25). À cet effet, il est plus économique de prévoir une culée poids plus tôt que d'augmenter les rayons. Cette culée peut être utilisée lorsque le terrain échappe dans le haut de l'ouvrage; un barrage-poids, généralement, complètera l'ouvrage du coté opposé à la voûte .dans ce cas, la culée aura à supporter une poussée de la voûte égale :

$$Q = \gamma_w R \frac{h^2}{2} \tag{VIII. 30}$$

Il faut savoir que la culée résiste par son poids P. Sa stabilité est basée sur le principe de stabilité au glissement sur sa fondation, qui inclinée d'un angle α sur l'horizontale on devra alors vérifier la condition :

$$\frac{Q \cos \alpha - P \sin \alpha}{Q \sin \alpha + P \cos \alpha} \leq 0,75 \text{ ou } \frac{P}{Q} \geq \frac{1 - 0,75 \tan \alpha}{\tan \alpha + 0,75} \tag{VIII.31}$$

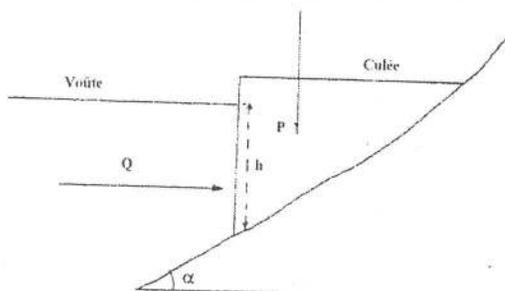


Figure VIII.25: Système de raccordement clé du voûte et culée (Varlet, 1966)

III.6.5 Avantages

Une économie considérable dans l'utilisation du béton de l'ordre de 60 % par rapport au barrage poids. L'épaisseur à la base est de 15-20 % de la hauteur contre 70 – 80 % pour la variante barrage poids.

L'effet des sous pression est réduit du fait de l'épaisseur plus faible de la fondation, par contre les gradients sont importants.

Présentant un atout de stabilité du rocher aux rives pendant la construction et l'exploitation de l'ouvrage.

VIII.6.6 Particularités

Restriction d'implantation que sur deux types de vallées étroites en forme V ou large en forme U. Le prix du mètre cube de béton est onéreux en raison du dosage un peu plus élevé en liant associé au surcoût des travaux de coffrage.

Grande exigence sur la qualité des fondations qui doit être rocheuse d'excellente qualité, peu perméable et peu déformable.

Le système statique est tridimensionnel hyperstatique induit une grande réserve de portance.

IX.6.7. Modèles numériques en mode (2D et 3D) linéaire et non linéaire

Grâce aux développements dans la science de mécanique des milieux continus et l'informatique qu'ont permis d'asseoir des méthodes sophistiquées permettant de livrer grâce des simulations numériques proche de la réalité.

Les travaux célèbres de Clough et Zienkiewicz (1987) , Swoboda et Lei 1994 ; Lichun et shuhong 2000 ont permis de mettre en place par la méthode des éléments finis (MEF), des modèles de calculs linéaires et non linéaires de structure de barrage-voûte incluant les problèmes d'interaction fondation ouvrage.

Leur intérêt est de rendre compte directement de la résistance du béton à la traction, faible sinon même nulle. En pratique, il s'agit de programmes aux éléments finis élastiques dont les capacités ont été augmentées.

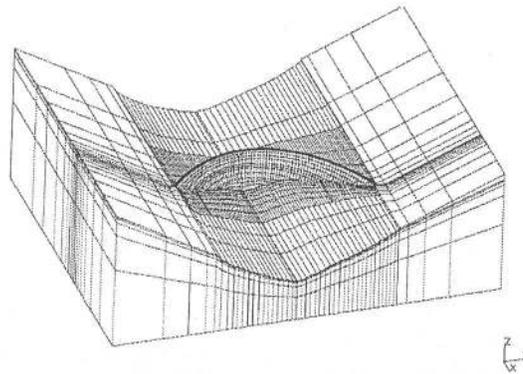


Figure VIII.26: Discretisation d'une moitié d'un barrage voûte le long des fondations (Zenz *et al*, 1994)

Le comportement le plus fréquemment représenté est le "no-tension" : toute contrainte principale en traction est annulée et remplacée par son équivalent en déformation d'extension (ceci simule l'apparition de fissures). Une autre catégorie de modèle no-tension consiste à introduire dans le modèle des éléments joints qui obéissent au modèle de Mohr-Coulomb : Ouverture si la contrainte normale tend vers la traction, glissement si l'inclinaison de la résultante excède un angle φ prédéfini.

De tels modèles, introduits dans la pratique vers les années 1980, ont permis de retrouver les analyses non linéaires des arcs actifs utilisés autrefois en deux (2) dimensions.

Cependant, le recours aux modèles numériques non linéaires diphasiques dans le cas d'apparition de fissure au voisinage du parement amont, au contact du réservoir dans un modèle linéaire en cours de chargement. Il est alors, plus commode de se poser la question du rôle de l'eau en pression qui peut ainsi pénétrer dans le béton et y exercer des forces de sous-pression.

C'est d'ailleurs le raisonnement qui est suivi dans l'analyse de la stabilité du barrage-poids. Par conséquent, il faut tenir compte à la fois :

- a) de l'aspect tridimensionnel du problème,
- b) du caractère non linéaire du béton et du rocher,
- c) de l'effet de l'eau dans le corps du barrage.

VIII.6.8 Avantages

Une économie considérable dans l'utilisation du béton de l'ordre de 60 % par rapport au barrage-poids. L'épaisseur à la base est de 15-20 % de la hauteur contre 70 – 80 % pour la variante barrage-poids.

L'effet des sous pression est réduit du fait de l'épaisseur plus faible de la fondation, par contre les gradients sont importants.

Présentant un atout de stabilité du rocher aux rives pendant la construction et l'exploitation de l'ouvrage.

VIII.6.9. Particularités

Restriction d'implantation que sur deux types de vallées étroites en forme V ou larges en forme U. Le prix du mètre cube de béton est onéreux en raison du dosage un peu plus élevé en liant associé au surcoût des travaux de coffrage.

Grande exigence sur la qualité des fondations qui doit être rocheuse d'excellente qualité, peu perméable et peu déformable.

Le système statique est tridimensionnel hyperstatique induit une grande réserve de portance.

III.7. BARRAGE EN BETON COMPACTE AU ROULEAU (BCR)

Le regain d'intérêt pour les profils poids est venu de l'invention du BCR qui est une innovation technique majeure dans la technologie des barrages. La technique du BCR est réalisée suivant deux concepts différents :

- Concept Japonais : *Rolling Compacted in Dam ou Roller ou Compacted Dam concrete (RCD)*, c'est une approche de réalisation qui ressemble plus au principe de réalisation d'un barrage poids en béton classique avec une introduction des joints de contraction tous les 15 m afin de d'éviter de fissurations dues aux effets thermiques. Le taux des liants employés est de l'ordre de 120 kg/m³, l'eau est 80 à 100 kg/m³.
- Le ratio sable agrégats est de 34 %. Le premier barrage réalisé par cette technique est le Shimajigawa dam (H=89,0 m en 1980) et le plus haut au japon est Tamagawa Dam (H=100,0 m, Volume de béton est de 1, 15 Million de m³ mise en 1987).
- Concept Américain : *Roller Compacted Concrete (RCC)*, c'est une approche qui retient les points positifs de la technique de terrassement pour la réalisation des barrages en terres en minimisant l'emploi de joints, uniquement l'emploi de joints d'étanchéité avec une mécanisation maximum des travaux de réalisation. La cadence des travaux pour atteindre entre 7600 à 16300 m³/J.
- L'innovation consiste à mettre en place le béton et à le compacter, non plus par les moyens traditionnels (grue ou blondin pour le transport et compactage par pervibration dans la masse), mais en utilisant les techniques de terrassement, transport par camion, réglage au buteur, compactage au rouleau vibrant lourd. Ce mode de réalisation exige toutefois une surface de plate-forme de travail supérieure à 500 m² (environ) pour que les engins puissent évoluer efficacement.
- La possibilité de réduire au strict nécessaire la quantité d'eau et le serrage efficace obtenu par le compactage en couches de 30 cm ont permis de limiter les quantités de ciment à des valeurs de 100 à 150 kg/m³ de façon à diminuer l'exothermie.
- En effet, cette nouvelle méthode de mise en œuvre s'accommode mal des nombreux joints destinés à contrôler la fissuration thermique du BCV. Dans la conception actuelle des barrages en BCR, seuls les joints transversaux sont conservés, mais généralement à des espacements bien supérieurs aux 15 mètres traditionnels des barrages en BCV (mihoubi, 1994).

VIII.7.1. Exemples de petits barrages

a) *Barrage de Riou* : le barrage est construit par EDF, hauteur de 21 m pour un volume 42000 m³ de béton BCR. Le parement aval égal à 0,6 H/1V et une largeur en crête 5,4 met une longueur déversante de 65 m formé de marches d'escalier en béton extrude (figure VIII.27)

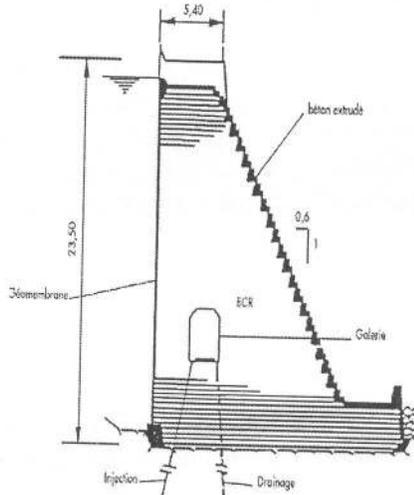


Figure VIII.27 Coupe type de barrage en BCR de Riou (Degoutte, 2002)

b) *Barrage Villaumur* : Un petit barrage de hauteur 16 m correspondant à volume de BCR égal à 10000 m³, de profil trapézoïdal est épais. L'étanchéité est assurée par un masque en béton. Un géotextile relié à une série d'exutoires en PVC draine le masque. L'interface barrage-fondation est drainée par une couche de BCR poreux qui d'ébouche un peu sous le terrain naturel dans un coin d'encrochements (figure VIII.28)

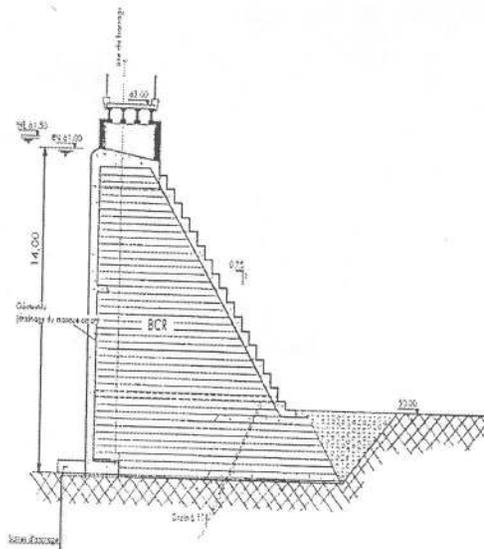


Figure VIII.28 Coupe type de barrage en BCR de Villaumur (Degoutte, 2002)

c) *Barrage de Mykonos* : Barrage de 25 m de hauteur symétrique, situé en Grèce de parements amont et aval 0,5H/V, réalisé par un matériaux remblai, un BCR très rustique. L'étanchéité est assurée par un masque amont en béton armé prolongé par béton d'injection en fondation. Le contact masque rocher est assuré par une galerie périmétrale de contrôle (figure VIII.28).

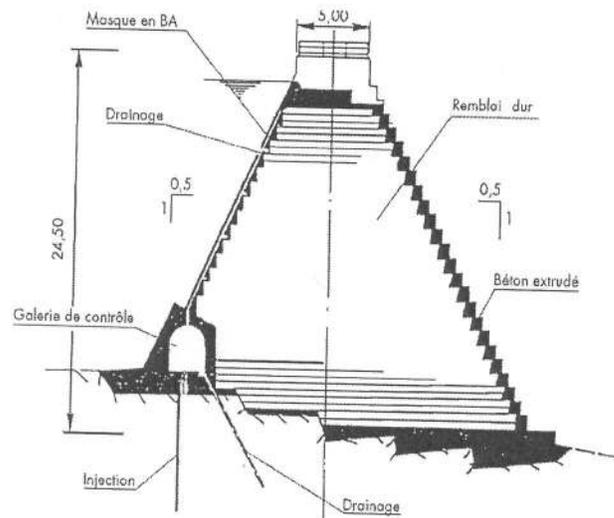


Figure VIII.29 Coupe type de barrage à profil symétrique de Mykonos (Degoutte, 2002)

Pour un barrage de plus petite taille, il aurait été tout à fait possible de faire l'économie de cette galerie, éventuellement en adoucissant les fruits. Le profil symétrique est bien adapté aux sites sur fondation médiocre car les sollicitations sur la fondation sont largement diminuées. Il est particulièrement intéressant en zone fortement sismique car les contraintes dynamiques, et en particulier les tractions, sont environ dix fois plus faibles que dans un profil de barrage poids classique.

La recherche d'une solution économique pour la réalisation de l'étanchéité amont permet de rendre attractif ce type de conception, y compris pour les petits barrages.

CONCLUSION

L'utilisation du BCR a d'importantes répercussions sur les nouvelles formes de barrage que ce matériau permet d'adopter. Dans l'évolution de la technologie, les nouveaux matériaux ont logiquement conduit à de nouvelles formes de structure, et non le contraire. Ce doit être le cas du BCR. Un objectif est d'essayer d'optimiser le volume d'un barrage en fonction du coût unitaire inférieur du béton. Une possibilité évidente est d'adopter un parement amont incliné au lieu d'un parement vertical classique.

Cette approche conduit au « barrage en remblai dur à parements symétriques ». Ce type de barrage est constitué de remblai dur, c'est-à-dire un BCR très maigre et peu coûteux, dont le prix unitaire est suffisamment bas pour permettre une augmentation substantielle du volume du barrage.

La nouvelle forme offre une augmentation significative des coefficients de sécurité concernant (a) la stabilité au glissement sur une fondation de mauvaise qualité (b) la résistance au déversement lors de crues exceptionnelles et (c) le comportement vis-à-vis des séismes de forte intensité.

Bien que la forme idéale d'un barrage en remblai dur soit le profil symétrique (avec un fruit de chaque parement proche de $0,7H/1,0V$), conduisant à une distribution uniforme des contraintes, il peut être opportun d'adapter légèrement les pentes aux conditions locales réelles. Il est également parfois avantageux d'associer la section poids à des remblais sur les côtés amont et/ou aval, ainsi que l'ont prouvé des réalisations couronnées de succès. Cette nouvelle conception du barrage-poids doit être prise en considération à chaque occasion. Elle peut constituer la solution la plus économique, mais, même si ce n'est pas le cas, elle sera souvent retenue à cause de la meilleure sécurité qu'elle présente.

Dans les pays industrialisés, la tendance est claire : la plupart des futurs barrages en béton seront des barrages-poids en BCR, sauf pour les barrages de très grande hauteur où le type voûte restera compétitif.

Dans les pays en voie de développement, où 90 % des barrages sont actuellement des digues en remblai construites par des moyens non mécanisés, l'augmentation progressive des coûts de la main-d'œuvre conduira certainement à la construction d'un plus grand nombre de barrages-poids, en particulier dans le domaine des nombreux petits barrages dont la construction est nécessaire. Pour ces barrages, la maçonnerie continuera à être utilisée pendant quelque temps et sera suivie par le BCR.

Dans ce contexte, on peut prévoir que la conception et la forme des barrages-poids évolueront encore, de façon assez identique à ce qui s'est produit au cours des années écoulées dans le domaine des barrages en remblai, afin de mieux s'adapter aux conditions physiques et humaines des divers sites. Il est évident que les barrages-poids ont un brillant avenir à travers le monde.

CHAPITRE IX

JOINTS ET METHODES D'INJECTION DANS LES BARRAGES EN BETON

Introduction

Ce présent chapitre traite des ouvrages et à calfeutrer, du principe de calcul du dimensionnement des joints, de leurs caractéristiques des différents types et spécifications techniques des joints pour les barrages en béton. L'objectif de ce cours est de donner des références quant aux propriétés au traitement et la mise en œuvre des différents matériaux qui peuvent être utilisés pour les joints dans les barrages notamment les joints d'étanchéité

IX.1. DEFINITION ET COMPORTEMENT DES FISSURES

Dans ce contexte, les joints sont un élément indispensable dans tout ouvrage au sein duquel des transformations dimensionnelles sont inévitable à produire. Cette situation est particulièrement vrai en ce qui concerne les barrages en béton dont la nature et le comportement peuvent entraîner l'apparition de fissures plus ou moins importantes si des joints ne sont pas prévus pour tenir compte de ce phénomène. Une telle fissuration peut fréquemment se prolonger sur une section horizontale du barrage ouvrant un passage aux fuites d'eau.

La fissuration résulte de l'apparition de contrainte de traction élevées dans le béton lui-même, dues à une ou plusieurs causes telles que :

- De l'hydratation et du séchage du ciment laitier provoquant des forces de contraction raison pour laquelle il est indispensable de découper la structure en béton en plusieurs plots de sorte que la contraction de chaque plot ne dépasse pas des limites tolérables.
- Le déroulement des travaux de construction peut également engendrer de fortes tensions verticales d'encastrement, cas des barrages voûtes à doubles courbures.
- Les variations périodiques de températures peuvent être importantes et ainsi engendrer de fortes tensions qui sont à l'origine de la fissuration. Une situation très possible dans des sites de barrages en hautes altitudes, où les variations de température ambiante peuvent varier entre 25 °C à 50°C. Une condition indispensable à prévoir des joints pour palier aux déplacements dus aux changements de température.
- La surcharge que représente le mur du barrage sur les fondations ainsi que l'eau de la retenue peuvent provoquer un tassement de ces fondations qui, à leur tour peuvent provoquer une traction dans le mur et éventuellement des fissures. Dans ce cas des joints sont nécessaires.
- Lorsque la surface de contact entre deux levées de béton n'a pas été préparée avec soin, ou encore en cas d'intervalle de temps trop long entre levée, il se peut que liaison entre les deux levées soit mauvaise. Une situation très favorable à la présence de fuites d'eau.

Afin de minimiser les effets produits par la chaleur d'hydratation et par le mouvement relatif, les barrages sont coulés par plots alternés de sorte qu'un maximum de contraction puisse se produire avant que ne soient coulés les élément intermédiaires ou plots suivants.

La variation dimensionnelle d'un joint est estimée par l'expression suivante (Tancev, 2005) :

$$\delta = \frac{\Delta l_1 + \Delta l_2}{2} \quad (\text{IX.1})$$

où

Δl_1 et Δl_2 sont les déformations linéaires dû à la température de deux blocs adjacents durant le coulage du béton.

$$\Delta l_1 = \alpha [(t_b - t_o) + k(t_{\max} - t_b)] \quad t_b \geq t_o \quad (\text{IX.2})$$

$$\Delta l_2 = \alpha [k(t_{\max} - t_b)] \quad t_b < t_o \quad (\text{IX.3})$$

α : coefficient linéaire thermique de déformation

t_b : température de la mixture de béton au coulage.

t_o : température de l'injection au niveau des joints.

t_{\max} : température maximale atteinte au niveau d'un bloc de béton.

k : coefficient dépendant des contraintes thermiques dans le bloc de béton compris entre 0,25 et 0,60

IX.2. CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES JOINTS

Les principaux types de joints rencontrés dans les barrages sont :

- Le joint d'étanchéité (*waterstop*)
- Joint de reprise,
- Le joint de construction,
- Le joint de contraction,
- Le joint de dilatation,
- Le joint d'isolation,
- Le joint de contrôle,
- Le joint sec.
-

IX.2.1 Joint d'étanchéité (*Waterstop*)

C'est un joint assez déformable pour s'adapter aux mouvements relatifs qui le sollicite sans se briser ou arracher ses ancrages. Il possède une bonne résistance à la traction et au cisaillement. Il doit être conçu de telle sorte qu'il permette le serrage du béton adjacent.

Le joint *waterstop* doit être assez résistant aux efforts qui lui sont imposés par le mouvement relatif des faces du joint et par la pression d'eau maximale qui peut se développer à l'endroit où il est situé. Il doit être conçu de telle sorte qu'il permette le serrage du béton adjacent (figure IX.1).

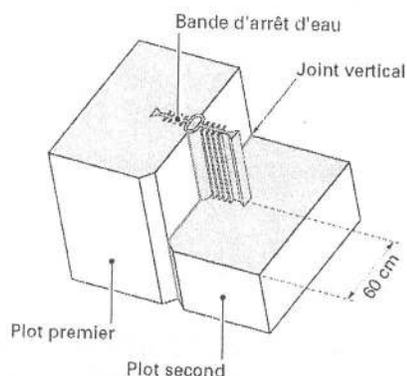


Figure IX.1 Installation d'un joint waterstop entre les plots du parement amont d'un barrage poids (Cognard, 2003)

La section droite des joints waterstop doit comporter des saillies pour éviter les cheminements de l'eau le long de la largeur de la bande. Leur durabilité doit être égale à celle d'un barrage, qui est souvent supérieure à 100 ans (figure IX.2).

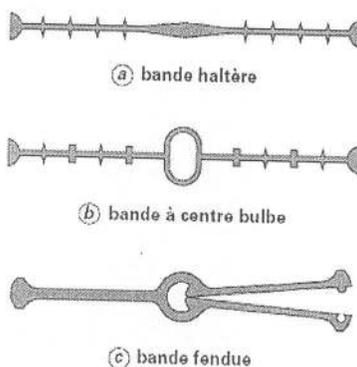


Figure IX.2 Sections transversales de joints waterstop (Cognard, 2003)

Les joints waterstop sont généralement placés près de la face amont des plots mais aussi près de la face aval des sections des évacuateurs de crue. Ils sont nettement moins épais, placés près des faces amont et aval. Les joints formant ainsi des bandes d'arrêt d'eau peuvent jouer un rôle de confinement pour procéder à une injection de coulis dans le joint, permettant de recréer l'effet voûte dans la structure.

Ils peuvent être utilisés dans les pourtours des galeries d'injection et de visites d'un barrage permettant d'éviter toute infiltration de coulis au moment d'injection.

IX.2.2 Joint de reprise (*Horizontal lift joint*)

La surface de reprise est toujours constituée de surface de contact entre deux levées successives, sur laquelle il est désirable d'assurer et de maintenir une liaison entre les levées, et au travers de laquelle les armatures d'aciers, s'il doit y en avoir, ne sont pas interrompues (figure IX.3).



Figure IX.3 Schéma d'un joint de reprise.

IX.2.3 Joint de construction (*Construction joint*)

C'est un joint incliné ou vertical rendu nécessaire par des considérations pratiques d'exécution des travaux. Le ferrailage, s'il existe, n'est pas interrompu en travers du joint. Ils sont réalisés entre deux phases de bétonnage ou, en cas d'arrêt imprévu, au cours du bétonnage

IX.2.4 Joint de contraction (*Monolithic joint*)

C'est un joint moulé, scié ou de simple contact dans une structure de béton, qui devient intentionnellement un plan de faiblesse de sorte qu'on contrôle l'emplacement d'une fissure qui résultera de la variation dimensionnelle et de contraction des parties adjacentes de la structure en béton. Tout ferrailage, dans le cas où il y en aurait, est alors interrompu.

Ils sont réalisés entre deux phases de bétonnage ou, en cas d'arrêt imprévu, au cours du bétonnage.

IX.2.5 Joint de dilatation (*Expansion joint*)

Il s'agit d'une séparation entre les parties contiguës d'une structure de béton dans laquelle est introduit une membrane déformable ayant pour objectif absorber les changements de dimension des plots dus aux variations de température et aux autres déplacements, et ceci de façon régulière et permanente (figure IX.4).

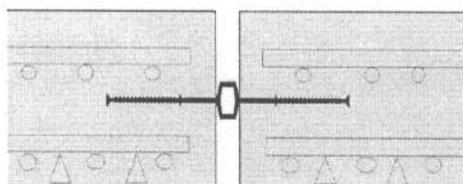


Figure IX.4 Schéma d'un joint de dilatation

IX.2.6 Joint de d'isolation (*Isolation joint*)

Il s'agit d'une séparation entre les parties contiguës d'une structure en béton, et ceci et généralement dans un plan vertical, à un endroit qui gêne le moins le travail de la structure afin de limiter le mouvement à la partie spécifique où naît ce mouvement, par exemple dans le cas d'une section affaiblie de la fondation.

IX.2.7 Joint de contrôle (*Control joint*)

Il s'agit d'une section affaiblie dans le but est plus de déterminer à l'avance l'endroit où se produira une fissure que de permettre aux fissures de se former au hasard. On obtient une portion dite "affaiblie" en coupant ou enlevant 50% des armatures d'acier qui traversent le joint. De plus, on peut pratiquer des saignées sur les surfaces extérieures du mur. Des plaques de métal peuvent également être glissées dans la partie centrale pour assurer le plan d'affaiblissement. Si la fissure devait

s'agrandir, la rugosité des agrégats le long de ses faces serait suffisante pour offrir une résistance au cisaillement. Cette technique n'est généralement pas utilisée de nos jours.

IX.2.8 Joint sec (*Cold joint*)

Un joint sec est un joint accidentel qui résulte d'un retard à la mise en place du béton.

IX.3- MATERIAUX DES JOINTS

Selon l'évolution historique des joints, plusieurs ont été employés et adaptés pour être utilisés comme joints destinés aux différents usages dans les grands barrages. Il y a peu d'études sur l'état de joints d'étanchéité (*waterstops*) dont certains types ont à leur actif de bons résultats où aucun échec n'a été enregistré lors de leurs utilisations. Cependant, de nouveaux matériaux sont étudiés dont une catégorie s'avère excellente comme un joint d'étanchéité.

IX.3.1 Chlorure de Polyvinyle(PVC)

Terme PVC correspond à l'acronyme anglo-saxon *PolyVinyl Chloride*. Selon la quantité d'agent plastifiant utilisé, la résistance au vieillissement peut varier énormément. Des progrès récents aussi bien dans la fabrication que dans les spécifications techniques du PVC ont augmenté la confiance des ingénieurs conseils dans l'emploi de ce matériau pour les joints *waterstops* pour les barrages. Néanmoins, des réserves sont faites quant à leur comportement sous de très fortes pressions d'eau, notamment les valeurs de pression atteignant les 20 bars.

Le matériau jouisse d'une qualité sur le plan longévité, élasticité et maniabilité sans occulter les considérations économiques en ont fait de lui un matériau de large utilisation pour cet usage. L'adhérence entre le béton et PVC n'est très satisfaisante.

Le PVC présente un sérieux problème de devenir fragile et sujet à des fissures sous contrainte à basses températures telles que celles rencontrées en grandes profondeurs dans les barrages remplis par la fonte des neiges où la température peut descendre à 6°C (figure 2.5). Les joints sont fabriqués et testés sont les normes l'Institut allemand de normalisation DIN 53455(élongation) DIN16938 (résistance à la traction) et la norme Suisse SIA 280

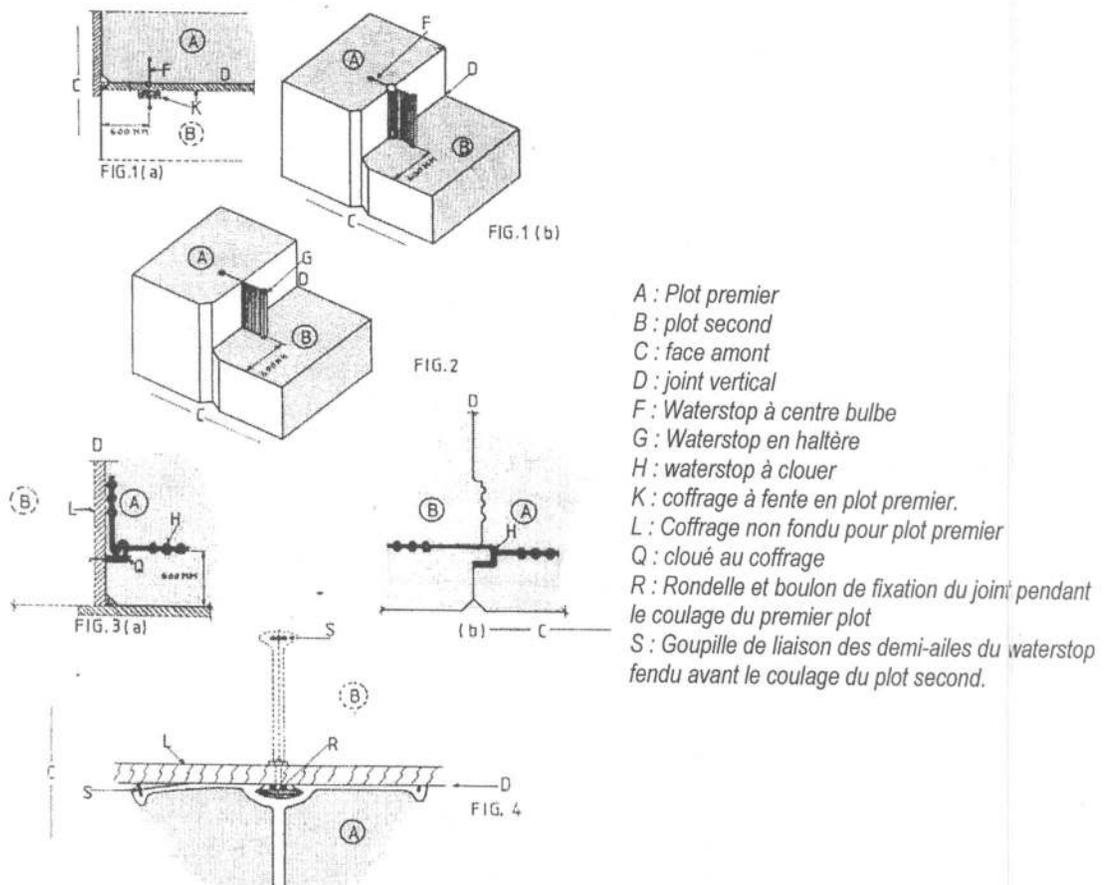


Figure IX.5 Différents types de joints de waterstops en caoutchouc ou PVC dans des plans verticaux (CIGB, 1986)

fig.1 (a) vue en plan du joint vertical waterstop centre à bulbe ; fig.1 (b) vue perspective du joint vertical à waterstop centre à bulbe.
 fig.2 vue perspective d'un joint vertical équipé d'un waterstop en haltère (G),
 fig.3 (a) waterstop à clouer plié contre le coffrage lors du coulage du premier plot ; fig.3 (b) le même déplié prêt du coulage du second plot. fig.4 waterstop à centre bulbe à aile fendue en caoutchouc.

Chapitre IX : Joints et méthodes d'injection dans les barrages en béton

IX.3.2 Caoutchouc naturel

Tableau n°1 : Spécification et recommandations d'un waterstop en PVC, selon *US Corps of Engineers* (1986)

Propriétés	Test à 25 °C
Resistance minimale à la traction	13, 8 MPa
Elongation minimale à la rupture	285 %
Consistance BS du matériau	42-52
Absorption eau	0,6
Température de fissuration au froid	-25°C
Essai accéléré d'extraction :	
a) Résistance à la traction	>10,3MPa
b) Elongation à la rupture	>280%
Stabilité aux alcalins :	
a) Variation de poids après 7 jours	-0,10% à + 0,25%
b) Variation de la durée shore	Pas plus de + 5%

Il présente l'avantage de ne pas se laisser facilement endommager au cours des travaux de construction. Les essais ont démontré qu'étant donné son élasticité, le caoutchouc naturel était le matériau adéquat pour la fabrication du joint d'étanchéité utilisée aux endroits à fort mouvement relatif n'excédant pas 50 mm. Seul problème, le caoutchouc naturel est nettement plus onéreux que le PVC et son collage est plus difficile à réaliser et il résiste très mal à l'ozone.

IX.3.3 Caoutchouc synthétique

Son utilisation est développée maintenant de plus en plus et, pour certains utilisateurs, il est considéré comme étant supérieur au PVC à cause de sa forte résistance à l'usure et parce qu'il ne devient pas fragile à basses températures et présentant les caractéristiques mécaniques à la traction que le PVC.

II.3.4 Composés de bitume

Les composés de bitume sont utilisés comme éléments secondaires d'étanchéité de pair avec les joints waterstops. Néanmoins, il faut faire attention et s'assurer que le bitume est bien compatible avec les autres matériaux de scellement qui sont utilisés, tels que par exemple le caoutchouc. Il faut également se souvenir que le bitume est un matériau visqueux qui, employé sans le secours d'un joint étanche fait d'un autre matériau, peut être refoulé par la pression d'eau.

Dans certains cas, ces joints secondaires d'étanchéité prévoient des dispositifs de réchauffage du bitume. Ceci permet d'entretenir et de réparer constamment les joints bitumineux pendant toute l'existence du barrage. Selon la norme Américaine ASTM D1190 pour les joints bitumineux pour le béton, type élastique coulé chaud sont :

Chapitre IX : Joints et méthodes d'injection dans les barrages en béton

Tableau n°2 : Propriétés des joints en composés de bitume.

Propriétés	Normes
Densité	1015-1065 kg/m ³
Pénétration à 25°C (77°F)	200-300
Essai de ramollissement (Essai à l'anneau et à la bille)	80-90°C
Essai de fragilité, sur échantillons carrés de 22m /m (7/8 pouces)	0,97 kg/m
Energie absorbé à 5°C (40°F)	0,65 livres pieds

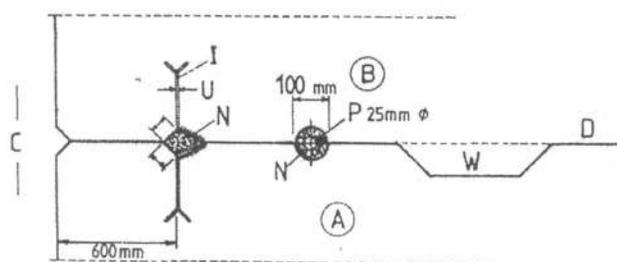


Fig. (a)

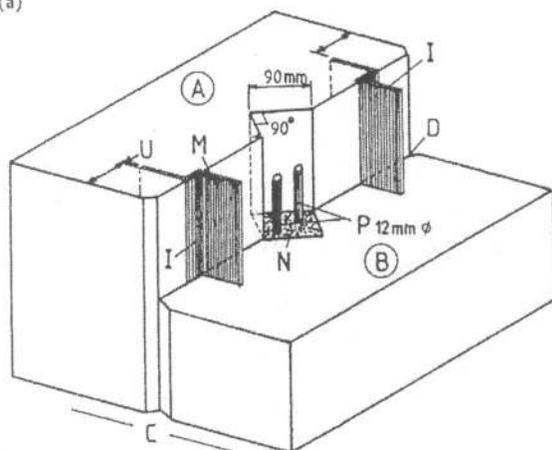


Fig. (b)

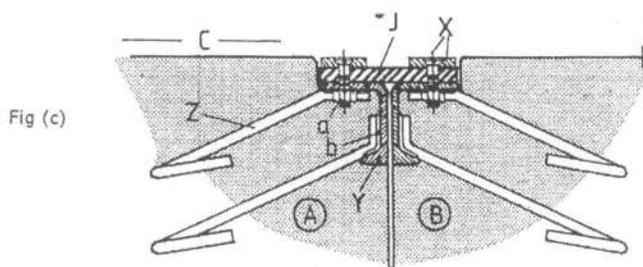


Fig (c)

- A : Plot premier
- B : plot second
- C : face amont (au contact de l'eau)
- D : joint vertical
- I : Waterstop en cuivre recuit
- J : Waterstop en caoutchouc ou PVC
- M : Peinture bitumineuse
- N : Bitume de scellement
- P : Tuyau calorifère
- U : Tôle de 2mm
- W : Tenon de cisaillement
- X : Plot de serrage en bronze avec vis et écrous décollés.
- Y cornière a ailes inégales en bronze ancrées sans le béton.
- Z : barres d'ancrage
- a : soudures par points sur les cornières.
- B : soudure

Les cotes sont des ordres de grandeur

Figure IX.6 Différents types de joints de waterstops en métal avec joints Bitumineux ou en caoutchouc (CIGB, 1986)

fig(a) Waterstop en cuivre avec étanchéité secondaire en bitume ;

fig (b) Joint étanche bitumineux entre waterstops en cuivre ;

fig(c) Waterstop déformable pour utilisation en surface.

EXEMPLES DE MISE EN PLACE DE JOINTS DANS LES BARRAGES

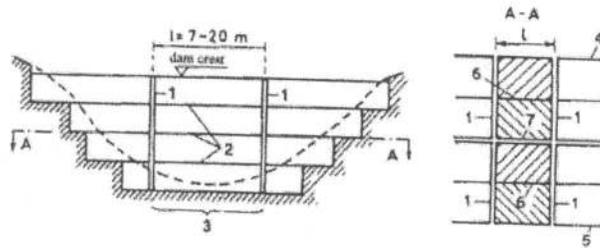


Figure IX.7 Types of joints dans un barrage en béton

(1) joints continus permanents (2) joint de travail horizontal (3) section structurale (4,5) parements amont et aval du barrage (6) joint de travail verticale ; (7) joint de travail verticale

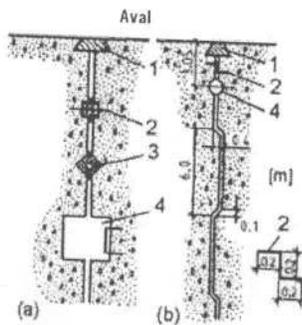


Figure IX.8 Section horizontale d'un joint de barrage sur fondation rocheuse (Tancev, 2005)

(a) joint linéaire, (b) charnière à joint ; (1) contour fermeture du joint ; (2) fermeture de base (3) fermeture supplémentaire à la base ; (4) regard drainage et de contrôle

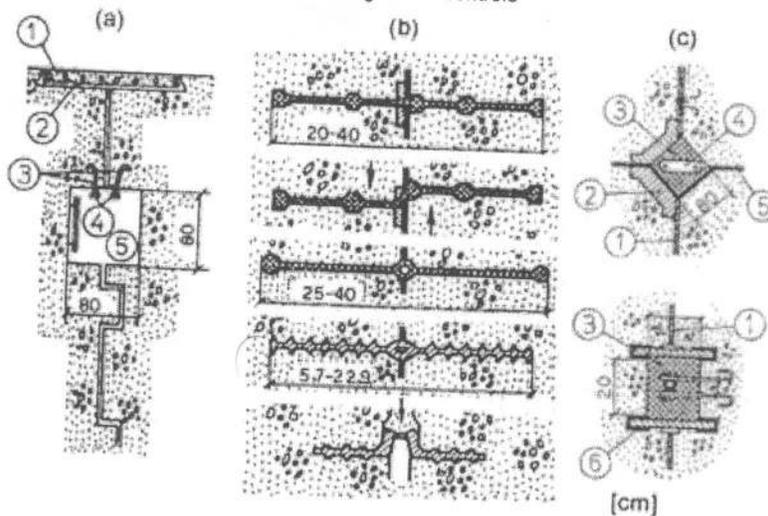


Figure IX.9 Disposition de joints internes et waterstops dans un barrage sur fondation rocheuse (a) : (1) dalle de béton armé (2) base bitumineuse (3) ancrages, (4) plaque de cuivre, (5) regard (b) joint d'étanchéité (waterstops) en caoutchouc ; (c) asphalte clavette : grand et petit

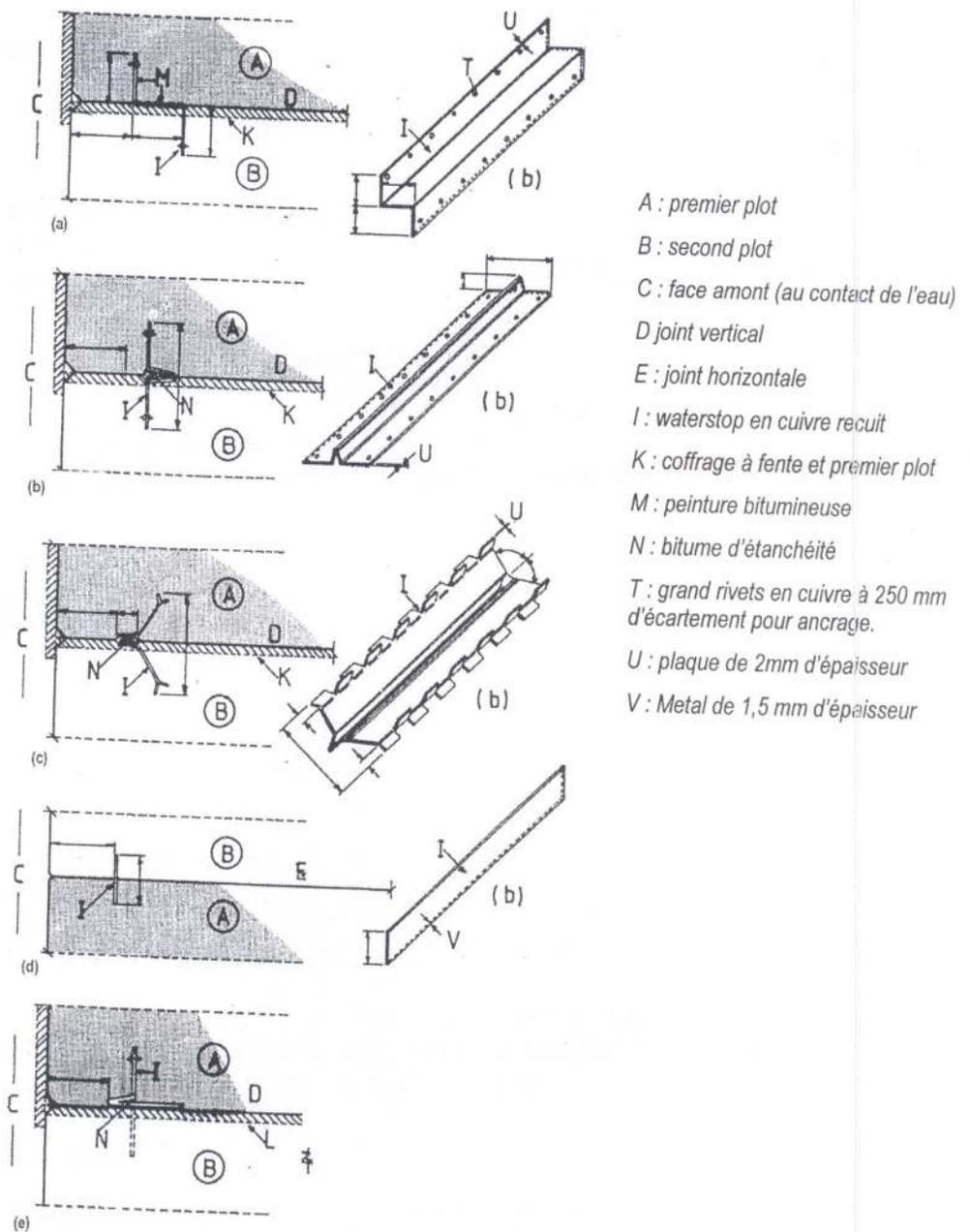


Figure IX.10 Types de joints waterstops en cuivre recuit pour joints verticaux et horizontaux
 (a)-(c) : joints verticaux avec coffrage, (d) : joint horizontal. (e) : joint vertical avec coffrage non fendus.

IX.4. MODELISATION DES FUITES DANS UNE FISSURE

IX.4.1- Modélisation mécanique d'une fissure

La fissure peut être imaginée comme une zone de discontinuité dans la masse de béton. Le long de cette zone, les épontes de la fissure sont souvent en contact permettant alors aux contraintes présentes de se transmettre d'un côté à l'autre (Roberge, 1998). Une fissure est fermée lorsque les épontes sont entièrement en contact par application d'une compression suffisamment élevée.

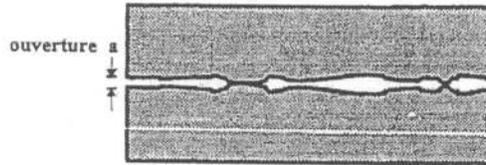


Figure IX.11 : Schéma d'une fissure dans une structure (Roberge, 1998)

IX.4.2. Caractéristiques d'une fissure

Une fissure est caractérisée des propriétés physiques suivantes :

Selon le critère hydrodynamique dans la fissure il y a lieu de prendre compte de l'ouverture, la rugosité, la perméabilité, l'orientation, l'élévation, sinuosité et la présence de particule à l'intérieur de la fissure.

Une fissure qui n'est pas entièrement ouverte possède une résistance au cisaillement qui peut être modélisée à partir de la cohésion et l'angle de frottement selon le Modèle de Mohr-Coulomb.

Sharp(1970) a proposé un modèle de fissure en dents de scie à coins arrondis afin de minimiser les pertes de charges à ces endroits avec un débit spécifique égale à :

$$q = \frac{g.a}{12 \nu} J \cdot \cos^4 \theta \quad (\text{IX.4})$$

où :

J : gradient hydraulique

θ : angle d'ondulation de la fissure

ν : viscosité cinématique du fluide

Pour tenir compte de la rugosité et de la tortuosité, Witherspoon et al., 1980 introduit un facteur de correction f avec ($1,04 < f < 1,65$) pour la loi cubique de l'écoulement :

$$q = \frac{1}{f} \frac{g.a}{12 \nu} J \quad (\text{IX.5})$$

Partant du caractère de l'écoulement visqueux dans les conduites, Lombardi (1985) a présenté des modèles de calcul de débits.

Pour un fluide Newtonien

$$q = \frac{2}{3} \frac{J}{\mu} t^3 \quad (\text{IX.6})$$

avec ,

t : une demi ouverture de la fissure (m)

μ : viscosité dynamique du fluide(Pa)

Pour un fluide type Bingham à parois rugueuse

$$q = \frac{2 J}{3 \mu} t^3 \left[1 - \frac{3}{2} (e/t) + 1/2 (e/t)^3 \right] \quad (IX.7)$$

avec ;

e : dimension du noyau rigide (m) , $e=C/J$

c : cohésion du fluide (coulis de ciment)

Pour un fluide type Bingham à parois lisses

$$q = \frac{2 J}{3 \mu} t^3 \left[1 - \frac{3}{2} (e/t) + 1/2 (e/t)^3 + 3\delta/2t(1/\alpha - e/t) \right] \quad (IX.8)$$

avec

α : cisaillement de la couche de glissement. ($\tau = \alpha(c + \mu dv/dt)$; $\alpha \leq 1$)

δ : épaisseur de la couche de glissement (m)

$J_{min} = c/t$; $e/t < 1/\alpha$

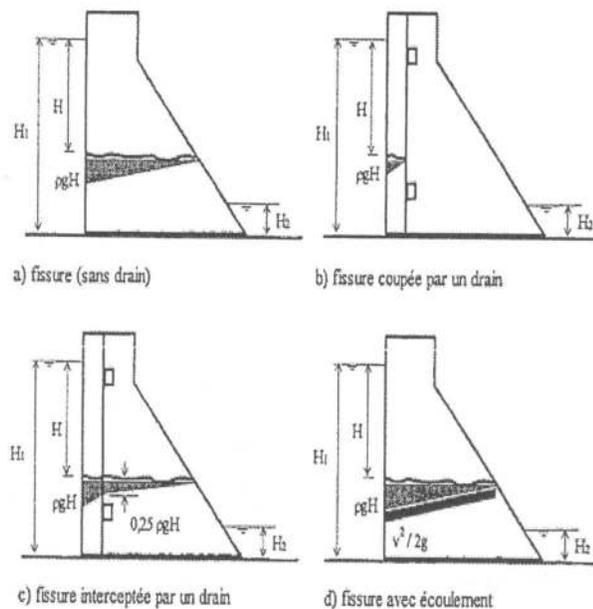


Figure IX.12 : Distribution de la pression dans une fissure d'un barrage poids (Roberge, 1998)

IX.5. METHODES D'INJECTION

IX.5.1- Méthodologie de calcul des injections

Pour des sols rocheux d'origines imperméables, caractérisés par une faible porosité de l'ordre de (0,05 – 0,08) %. Cependant, il existe dans ce type de sols un système de fissuration dont les dimensions varient de fractions de millimètres à quelques mètres. Dans le cas de minces fissurations

on effectue le calcul en supposant que l'infiltration obéit à la loi de Darcy, situation pour laquelle on ne tient pas compte de l'anisotropie du sol due à la disposition non ordonnées dans le massif du sol.

La question de l'infiltration à travers les fondations rocheuses est encore à l'étude, de sorte que le calcul des sous pressions est effectuée en conformité aux exigences et recommandations telles que spécifiées par les normes. A titre d'exemples, les normes de la Russie, recommandent pour le calcul de la sous pression des barrages en béton, ayant un voile d'injection et de drainage, être déterminée de la façon suivante:

- Pour les barrages de charges faibles ($H < 25$ m), (Figure IX.14a) :

$$U_2 = \frac{1}{2} \gamma_w (1 - \alpha_0) L \alpha_2 \quad (II.9)$$

- Pour les barrages de charges intermédiaires ($25 \leq H < 75$ m), (Figure IX.14b) :

$$U_2 = \frac{1}{2} \gamma_w H [L (1 - \alpha_0) + B \alpha_1'] \alpha_2 \quad (II.10)$$

- Pour les barrages de charges hautes ($H \geq 75$ m), (Figure V.2c) :

$$U_2 = \frac{1}{2} \gamma_w H [L_1 (1 + \alpha_1' - \alpha_1'') + L_2 \alpha_1' + B \alpha_1''] \alpha_2 \quad (II.11)$$

Les valeurs des coefficients α_1' et α_1'' sont en fonction du type de barrage.

Tableau n°2 : Valeurs des coefficients α_1' et α_1''

Type de Barrage	α_1'	α_1''
Barrage poids en béton (en hauteur)		
Faibles	0,3	0
Intermédiaire	0,4	0,15
Grande	0,5	0,25
Barrages à Contre forts	0,4	0
Barrage voûtes	0,5	0,25

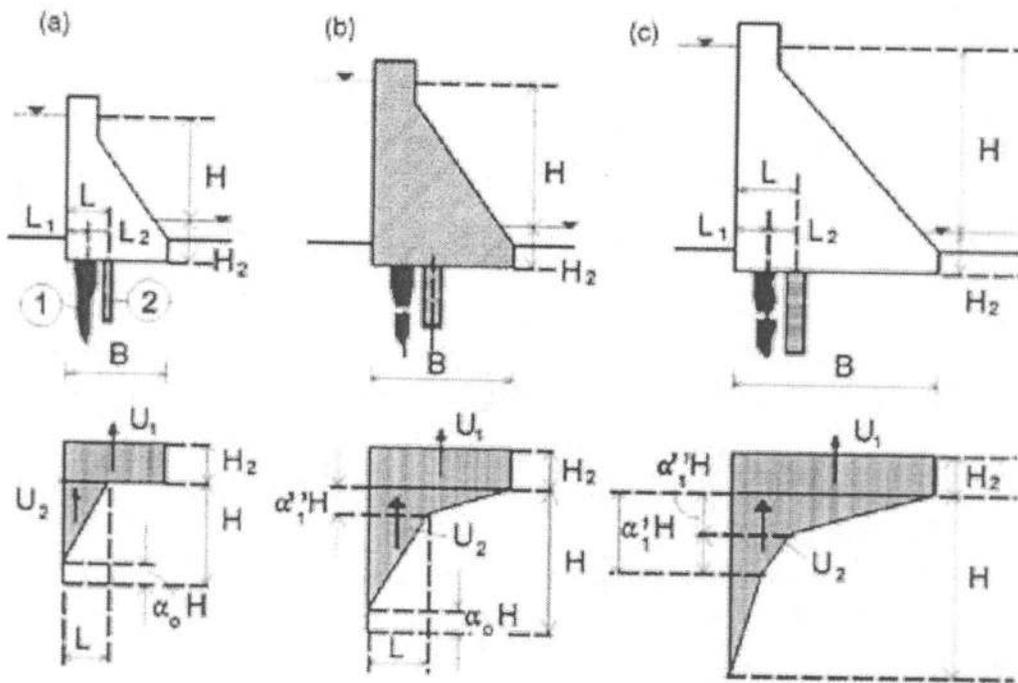


Figure IX.13 : Etat des sous pressions dans des fondations rocheuses en présence d'un voile d'injection (1) et un drainage (2).

Selon les normes soviétiques, Grishin et al, 1979 considère que α_2 varie de 0,7 à 0,95 est souvent les expériences ont donné des valeurs inférieures à ceux préconisées. Mais souvent, on opte pour $\alpha_2=1$. Pour Grishin cette valeur est sécuritaire mais impossible sur le plan physique.

IX.5.1- Méthode classique d'injection

La méthode classique est utilisée fréquemment à travers le monde depuis des décennies. Elle consiste à injecter un coulis instable à stable dont le rapport eau/ciment diminuera au fur et à mesure que l'injection avancera selon l'absorption à une pression constante jusqu'au refus d'absorption. La pression d'injection augmente au fur et à mesure que le rapport eau/ciment diminue. Au départ, puisque le coulis est instable, le colmatage des fissures se produit par décantation du ciment là où la vitesse d'écoulement est la plus faible.

L'injection se termine lorsque la pression de refus est atteinte. Cette dernière est toujours inférieure ou égale à la pression maximale qui ne doit être jamais dépassée durant l'injection si l'on veut éviter la formation de désordres irréversibles à la structure. La valeur de la pression de refus est basée sur des notions empiriques et doit être évaluée pour chaque structure selon les caractéristiques physiques et les objectifs fixés.

IX.5.2. Méthode GIN

La méthode du *Grouting Intensity Number* (GIN) a été développée par Lombardi et Deere (1993) dans le but de contrôler l'énergie appliquée à la fissure durant une injection. L'énergie appliquée lors d'une injection est proportionnelle au produit de la pression d'injection (en bars) et du volume de fluide injecté (en litres), obtenant alors une valeur $p \times V$ appelée *Grouting Intensity Number* (GIN).

Pour l'injection, une valeur du GIN doit tout d'abord être évaluée pour la structure de façon à éviter l'endommagement de cette dernière par hydro-fracturation (soulèvement de l'ouvrage ou propagation des fissures). Pour une valeur du GIN constante, une courbe parabolique peut être construite avec le volume injecté en abscisse et la pression d'injection en ordonnée. La courbe est bornée par la pression maximale d'injection et par le volume de coulis injecté maximal. Tout au cours des travaux, la pression, le volume injecté ainsi que la pénétrabilité du coulis doivent être suivis en temps réel par ordinateur (figure IX.14).

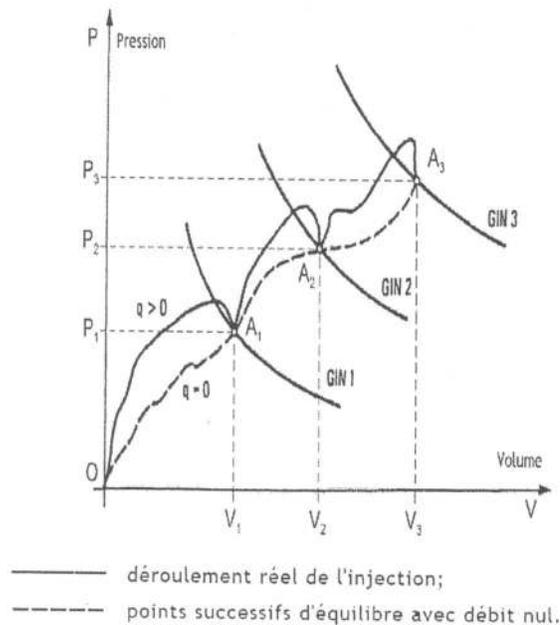


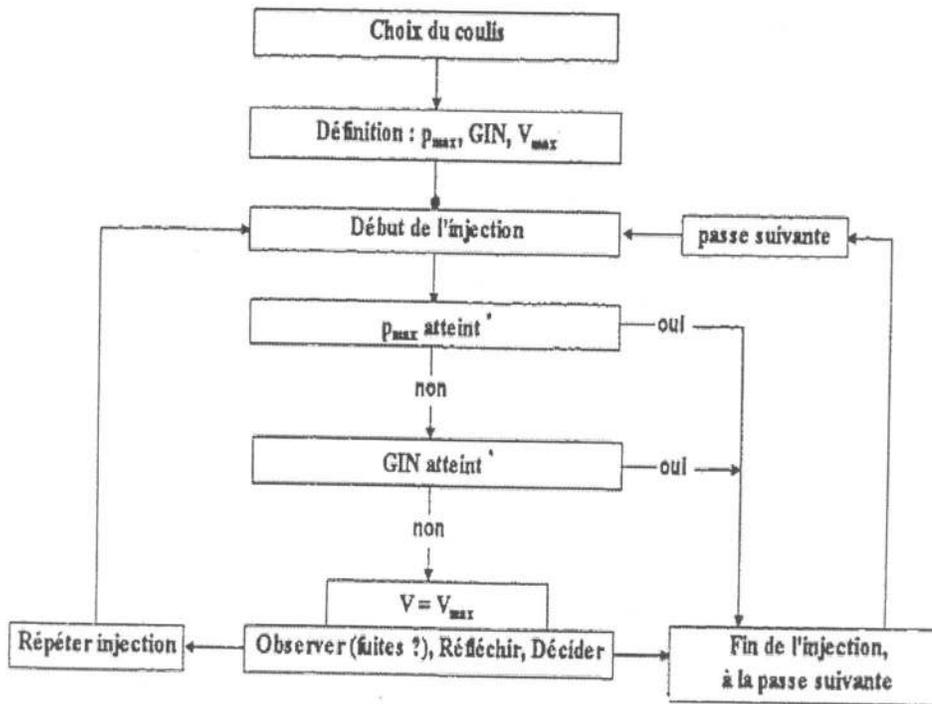
Figure IX.14: Déroulement des injections dans un massif rocheux (adapté de Lombardi, 1993)

L'injection s'arrête lorsque la valeur du GIN devient supérieure à la valeur de contrôle fixée au départ pour l'ouvrage. La méthode du GIN propose l'utilisation d'un seul coulis de ciment stable pour le colmatage de l'ensemble des fissures avec utilisation de super plastifiant pour augmenter la pénétrabilité. Le coulis est introduit par une intensité d'injection définie par :

$$\text{GIN} = p.V \quad (\text{IX.12})$$

avec

p : pression finale d'injection (bar).
 V : volume finale de coulis injecté (l/m).



* Débit nul ou très faible

Figure IX.15 Procédé d'injection de la méthode GIN (adaptée de Lombardi 1993).

En partant de discontinuités d'ouverture constantes pour lesquelles on trouve :

$$R = \frac{p \cdot e}{2 \cdot c} \quad (IX.13)$$

e : ouverture supposée constante de la discontinuité ,R : la distance moyenne atteinte (rayon d'action)
c : cohésion du coulis, p : pression finale d'injection.

On suppose que la distance R est Approximativement égale à:

$$R \cong k \sqrt[3]{GIN} \quad (IX.14)$$

K : coefficient de groutability (injectabilité)

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Billington D.P, Jackson D., Melosi, M.V (2005)** The history of large federal dams: planning, design, and construction in the aera of big dams, U.S. *Department of the Interior Bureau of Reclamation*, 623 pages.
- Berga L., Buil, J. M. , Jofré, C., Chonggang, S.(2003).** RCC Dams - Roller Compacted Concrete Dams: Proceedings of the IV International Symposium on Roller Compacted Concrete Dams, Madrid, Spain, 17-19 November
- Berga L. , Buil, J.M. Bofill E., De Cea J.C., Garcia Perez J.A., Mañueco, G. Polimon J., Soriano, A.**
- CIGB (2000)** Le barrage poids : un barrage d'avenir, bulletin n°117.
- CIGB (2010)** Economie dans les barrages, bulletin n°144.
- Chugaev R.R. (1985)** Hydraulic structures,tome I et II (en russe), Agropromizdat, Moscou.
- Davis V.C., Sorensen E.K (1969)** Handbook of applied hydraulics, Mc Graw-Hill Book company, New York.
- Dunglas, M. (1994)** Cours d'ouvrages d'art, 1^{ere} et 2^{eme} Partie, polycopie de l'ENITRS.
- Khatsuria, R.M. (2005)** Hydraulics of spillways and energy Dissipators, Marcel Dekker, 649 pages
- Novak P., Moffat, A.I.B. et Nalluri C. (2001)** Hydraulic Structures, Spoon Press, New York.
- Şentürk, F., (1994)** Hydraulics of dams and reservoirs, water ressource publication, p.788.
- Schnitter J.N, (1976)** The evolution of the arch dam, part1.WP & DC, vol 28, No 10 , pp. 34-40.
- Schnitter J.N, (1994)** A history of dams.A.A.Belkema, Rotterdam.
- Tancev L. (2005)** Dams and appurtenant hydraulic structures, Balkema Publishers, London.
- Thomas H.H.(1976).** The Engineering of Large Dams. Part I and II, John Wiley & Sons.
- USBR (1976)** Design of gravity dams, *U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation*, Denver, A Water Resources Technical, Publication.
- USBR (1977)** Design of Arch dams, *U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation*, Denver, A Water Resources Technical, Publication.
- USBR (1987).** Design of Small Dams, *U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation*, Denver, A Water Resources Technical, Publication, Third Edition.
- Varlet H.(1966)** Barrages, réservoirs: Barrages - poids. Barrages-voutes, éditions Eyrolles.
- Yagüe J.(2006)** Dams and Reservoirs, Societies and Environment in the 21st Century, Taylor & Francis, 1412 pages.
- Yazdandoost F. (2004)** Hydraulics of dams and river structures, Balkema Publishers, London.
- Zangar N.(1952)** :Hydrodynamic pressures on dam due to horizontal earthquake effects,United states of department of interior bureau of reclamation..