

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 remblai.

The paper document Shelf mark (الشفرة) : P 627.86 MIH

APA Citation (APA توثيق):

Mihoubi, Mustapha Kamel. (2014). Manuel de dimensionnement d'un barrage réservoir en remblai [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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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/>

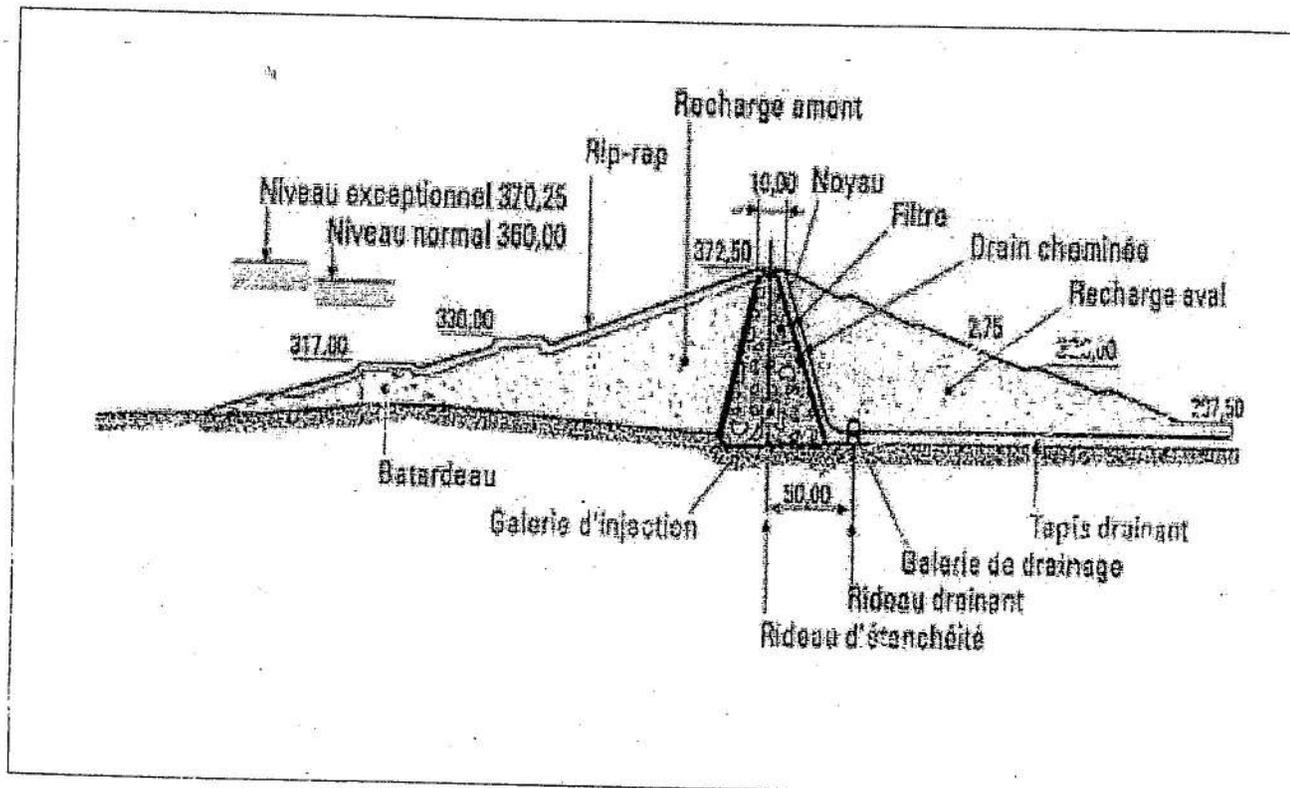
المستودع الرقمي للمدرسة الوطنية العليا للري هو منصة خاصة بتقييم إنتاج العلمي لأساتذة وباحثي المدرسة.

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 REMBLAI



147

Mustapha Kamel MIHOUBI

Professeur en Hydraulique

Avant-propos

Ce présent manuel rassemble les cours magistraux dispensés aux élèves ingénieurs 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 la commission internationale des grands barrages (CIGB) et autres structures relevant de cette thématique. Le contenu comprend des notions substantielles et fondamentales relatives à la conception et au dimensionnement des barrages réservoir en remblai dont les notions ont été choisies et adaptées aux compétences assignées par le programme de formation de l'école.

L'auteur

**** SOMMAIRE ****

	page
<i>Avant-propos</i>	
CHAPITRE I : Travaux d'identification d'un site de barrage	
I.1.Exigences topographiques.....	1
I.2.Travaux de reconnaissances géologiques et géotechniques.....	2
I.3. Principales phases d'étude projet de barrage.....	3
CHAPITRE II : Caractéristiques d'identification du site d'un barrage réservoir	
II.1. Objectifs.....	5
II.2. Composition d'un aménagement hydraulique.....	6
II.3. Conditions d'identification de sites de barrages.....	6
CHAPITRE III : Eléments de dimensionnement d'une digue en remblai	
III.1. Détermination de la revanche.....	18
III.2. Calcul de la cote de la crête.....	25
III.3. Calcul de la largeur en crête.....	25
III.4. Calcul de la pente des talus.....	26
III.5. Revêtement des talus de la digue.....	27
III.6. Systèmes de drainage.....	34
CHAPITRE IV : Infiltrations à travers le corps de la digue et les fondations	
IV.1.Calcul des Infiltrations à travers le corps de la digue.....	39
IV.2. Modèles de calculs de la ligne de saturation.....	41
IV.3. Calcul du débit de fuite.....	43
CHAPITRE V : Calcul de stabilité des talus	
V.1. Rappel de la mécanique des sols.....	46
V.2. Définition.....	47
V.3. Hypothèses de calcul par la méthode des tranches.....	48
V.4. Détermination de la zone des cercles critiques de glissement.....	51
V.5. Méthode simplifiée de Bishop (1955).....	53
CHAPITRE VI : Evacuateurs de crue et ouvrages de restitution	
VI.1 Critères de choix d'un évacuateur de crue.....	55
VI.2 Différents types d'évacuateurs de crue.....	57
VI.3 Phénomènes hydrauliques dans le coursier.....	70
<i>Références bibliographiques</i>	72

CHAPITRE I

TRAVAUX D'IDENTIFICATION D'UN SITE DE BARRAGE

INTRODUCTION

La construction des barrages exige des prospections et travaux de reconnaissance topographiques et d'investigation géologiques et géotechniques de plus en plus poussés dans l'optique de chercher des conditions sévères de sécurité au projet.

Les études géologiques de l'ingénieur est d'effectuer des travaux conformément aux prescriptions techniques définies; par l'organisation comme facteur clé en matière de réalisation des études; par le suivi des phases; par l'accomplissement du programme d'investigation et surtout par le soin de l'ingénieur chargé des études.

I.1- EXIGENCES TOPOGRAPHIQUES

Le relevé topographique d'un site est une pièce capitale dans l'établissement d'un relevé géologique et la détermination des emplacements de la digue et des ouvrages annexes et la détermination de la capacité du réservoir en fonction du niveau du plan d'eau. Le relevé concerne non seulement le site du barrage mais aussi la partie à l'aval du site et les zones d'emprunts.

Les relevés sont dressés suivant des plans topographiques plus détaillés suivant des échelles adaptées au 1/200 ; 1/500 voire même à l'échelle 1/1000 avec des équidistances des courbes de niveau de 5,2 ou 1m. Pour la cuvette les échelles sont selon l'étendue fixée à 1/1000, 1/2000, 1/5000 voire même à l'échelle 1/10 000 avec des équidistances des courbes de niveau de 25 à 10 ou encore de 5 m.

Critères topographiques

Il est primordial de prospector des sites ayant des aptitudes topographiques favorables, sous d'une garantie des conditions géologiques. En effet, il y a lieu de garantir un projet faible et également économique par la recherche de vallée à morphologie étroite de géométrie adaptée aux types de barrages.

La vallée peut se présenter sur plusieurs formes, dans le cas d'un canyon ou une gorge, les flans sont presque verticaux s'adaptant plus à une variante de barrage-voûte sous réserve de critères géotechniques adéquats. Une vallée étroite en forme de V outre le barrage-voûte on peut envisager la variante d'un barrage-poids ou un barrage en enrochement, l'élanement λ rapport entre la longueur développé au couronnement du barrage L_c et sa hauteur du dessus de la fondation H_b est de l'ordre de 5 à 6.

En ce qui concerne la vallée étroite en forme U le barrage peut être envisagé, l'élanement

$$\lambda = \frac{L_c}{H_b} < 4,5.$$

La vallée large dont l'élançement est très important, éliminant la variante voûte s'adapte pour tous les autres types de barrages (figure I.1).

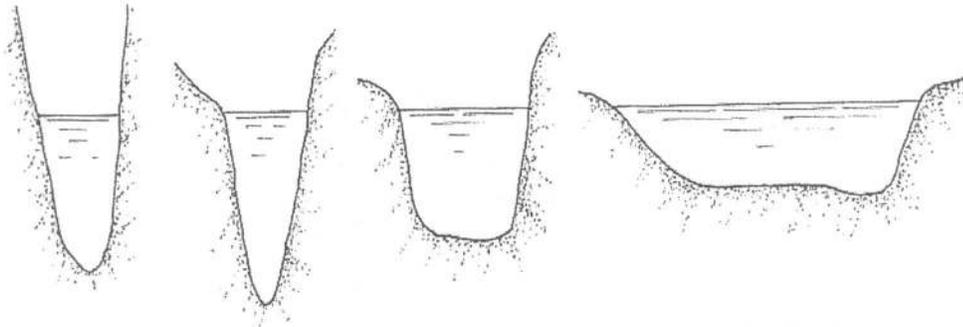


Figure I.1 Coupe schématique des différentes formes de vallée [Schleiss et Pougatsh, 2011]
(a) gorge de canyon ; (b) vallée en V (c) vallée en U ; (d) vallée large.

1.2 TRAVAUX DE RECONNAISSANCES GEOLOGIQUES ET GEOTECHNIQUES

1.2.1 Rôle des travaux de reconnaissance

Toutes les données recueillies à partir de la recherche et de l'évaluation des cartes topographiques et géologiques ainsi que les études et les reconnaissances géologiques et géotechniques effectuées pour d'autres objectifs, tant dans la zone d'intervention que dans les régions limitrophes à caractéristiques voisines pendant l'étude de la documentation pour l'établissement du programme d'investigation, permettront d'estimer, même de manière approximative, la connaissance du sous-sol géologique.

Le levé géologique pendant la phase préliminaire ou de faisabilité donnera une continuité aux visites sur chantier. Les différentes variantes de digues seront analysées de manière indépendante s'il existe entre elles deux kilomètres de distance ou bien plus.

Une analyse détaillée de l'ensemble des paramètres géologiques doit être entreprise avant de pouvoir se prononcer sur la faisabilité de tel ou tel type de barrage. À cet effet, il est primordial de dégager un programme d'investigation pour acquérir les enseignements nécessaires à la reconnaissance du sol de fondation. La nature, la qualité des fondations vont jouer un rôle prépondérant dans le choix de variante du barrage.

Au stade d'étude de faisabilité, le géologue est amené à donner son avis en particulier sur les questions suivantes :

Bassin versant	géologie régionale conditions hydrogéologiques
Cuvette	étanchéité stabilité des versants et des rives
Site	apports des matériaux solides étanchéité des appuis stabilité des excavations en surface et souterraines écoulements souterrains degré et profondeur de l'altération superficielle Sismicité
Matériaux	Inventaire des matériaux rocheux et meubles exploitables Nature des carrières Volumes approximatifs des matériaux rocheux et meubles disponibles pour la construction

I.2.2- Travaux d'investigation in situ

Les programmes d'investigation et de prospection sont adaptés en fonction de l'importance de l'ouvrage. Les travaux d'exécution in situ et de prélèvement des échantillons pour des essais au laboratoire permettent d'obtenir les renseignements concernant les points suivants :

- l'identification des sols
- la nature de l'hétérogénéité du sol
- les conditions hydrauliques (perméabilité, position de la nappe phréatique)
- les paramètres mécaniques.

I.3- Principales phases d'étude projet de barrage

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, renseignement géologique, données aux pratiques et nature des besoins en eau. Les différents volets essentiels de l'étude sont :

- a) topographie,
- b) hydrologie,
- c) Investigations géologiques et géotechniques,
- d) évaluation des besoins,
- e) évaluation des caractéristiques de l'aménagement,
- f) choix des sites,
- g) schémas d'aménagement,
- h) estimation des coûts,

- i) programme de réalisation,
- j) établissement 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

Étude 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. Un avant-projet détaillé comporte les missions suivantes :

- Levé et étude topographique,
- Reconnaissances géologiques géotechniques (les plus approfondies possibles),
- Étude hydrologique,
- Étude de régularisation des débits,
- Etudes de variantes,
- Études d'impacts du projet,
- Moyen pour la réalisation,
- Organisation de chantier et exécution des travaux,
- Établissement 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

ELEMENTS CARACTERISTIQUES D'IDENTIFICATION DU SITE D'UN BARRAGE RESERVOIR

Introduction

Les barrages sont destinés à stocker de l'eau dans la retenue, pour cette eau est restituée par les utilisateurs pour différents buts. La réalisation de ce type de projet, constitue un investissement onéreux et délicat en matière de conception et de réalisation.

Les erreurs sont à écarter pour garantir une fiabilité de tels projets, En effet, la ruine de plusieurs barrages à travers l'histoire c'est traduite par des catastrophes, pour la plupart nationales comme l'illustre le tableau n°1, relatif aux accidents de barrages dans le monde.

Il est bien évident à travers ce constat, que ce type d'aménagement hydraulique n'est pas un ouvrage "de confection" mais toujours un ouvrage sur "mesure" de projection. Dans ce cas ; de tels projet font appel à plusieurs ingénieurs de disciplines techniques divers.

Tableau N°II.1 : Liste des catastrophes de barrages

Barrages	Pays	Date de rupture	Hauteur (m)	Volume Retenue (hm ³)	Nombre de victimes
Ferggoug	Algérie	1881	33	30	200
Panshet	Inde	1961	49	214	1000
Sempor	Indonésie	1967	60	56	200
Vega de Terra	Espagne	1959	33	7,3	140
Walnut Grove	Etats Unis	1890	33	11	129
South Fork	Etats Unis	1889	21	18	2200
Khadakwasla	Inde	1961	33	137	1100
Malpasset	France	1959	60	48,10	421

II.1 OBJECTIFS

On peut énumérer les divers buts d'utilisation d'un barrage que l'on peut retrouver associé dans un même ouvrage :

- La protection contre les crues,
- L'alimentation en eau potable,
- L'irrigation des terres agricoles
- La production de l'énergie électrique
- L'utilisation pour les besoins industriels
- Recharge des nappes artificielles,
- Protection contre le charriage et l'envasement des barrages situés à l'aval, à titre d'exemple le du barrage de Boughzoul, situé en amont du barrage de Ghrib et celui de Beni Amrane en amont du barrage de Keddara.

- Pisciculture, constituée par des réserves d'eau destinées à l'élevage des ressources halieutiques.

II.2- COMPOSITION D'UN AMENAGEMENT HYDRAULIQUE

Les parties principales d'un aménagement hydraulique sont :

- La digue
- L'évacuateur de crues :
- Les ouvrages de prises d'eau pour l'exploitation du barrage
- L'ouvrage de vidange de fond pour la chasse des vases et les vidanges de barrage

Ce sont les ouvrages apparents qui constituent le barrage. Il ne faut pas oublier d'autres éléments importants qu'on ne distingue pas à première vue :

- Les galeries d'améné d'eau et d'évacuation
- Le réseau de drainage
- Les galeries de visite et de contrôle
- Les éléments de contrôle : repères topographiques, piézomètres, jauges de contraintes, pendules, cellules de mesures de pression inertielles.

L'évacuateur de crues, les ouvrages de prise et de vidange de fond constituent les ouvrages annexes (figure II.1). Associé à ces ouvrages permanents des ouvrages temporaires : tels que les batardeaux amont, aval et la dérivation provisoire destinée à dériver les eaux pendant la construction du barrage.

II.3 CONDITIONS D'IDENTIFICATION DE SITES DE BARRAGES

Les critères de choix de type de barrage dépendant de nombreux paramètres d'information en vue d'une proposition d'une solution la plus économique tout en garantissant la plus haute sécurité et un impact minimum de l'ouvrage et de son exploitation. Cependant l'étude d'un barrage se devrait se développer en quatre phases successives :

- a) Identification des sites :
- b) Etudes préliminaire
- c) Etude de faisabilité
- d) Etude d'avant projet détaillée
- e) Projet (dossier d'exécution).

Cette décomposition est établit dans le but de minimiser le coût des études dans la mesure où peut être arrêté à la fin de chaque phase et l'investissement correspondant à la phase d'études suivants n'est pas engagé que sur la base d'évaluation de la faisabilité du projet.

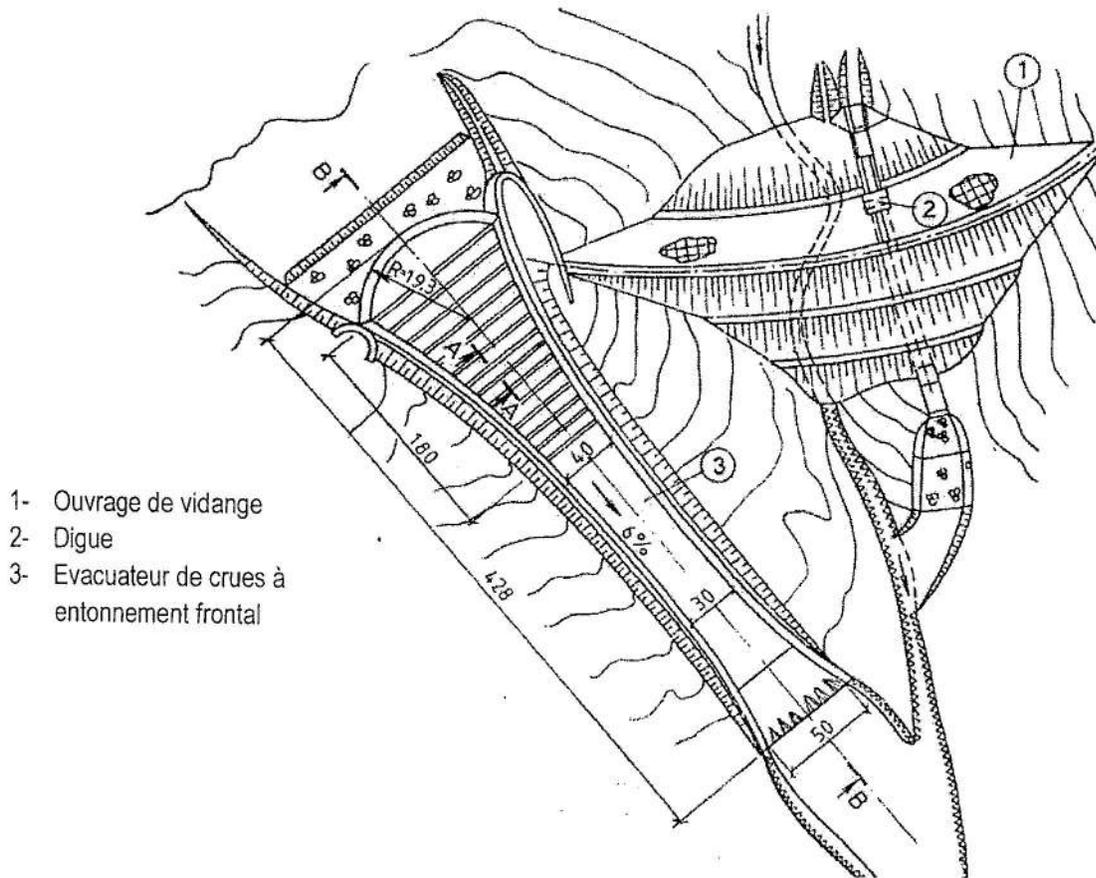


Figure II.1 : Vue en plan d'un aménagement hydraulique

Au stade de l'identification des sites, le coefficient d'efficacité « R » est un des critères les plus importants justifiant le choix d'un site. Il est défini comme étant le rapport entre le volume du réservoir et le volume de la digue :

$$R = \frac{C}{V} = \frac{\text{Capacité du réservoir}}{\text{Volume de la digue (barrage)}} \quad (\text{II.1})$$

Pour un barrage, le site est jugé potentiel si le coefficient d'efficacité est supérieur à 12. En ce qui concerne les retenues collinaires on accorde une valeur comprise entre 3 à 10.

Lors de l'identification de sites, les points principaux suivants sont à examiner :

- La forme de la vallée
- La géologie du site
- La disponibilité de matériaux de construction
- L'hydrologie du bassin versant
- La maîtrise des crues
- Les conditions climatiques
- Les conditions climatiques
- La sismicité

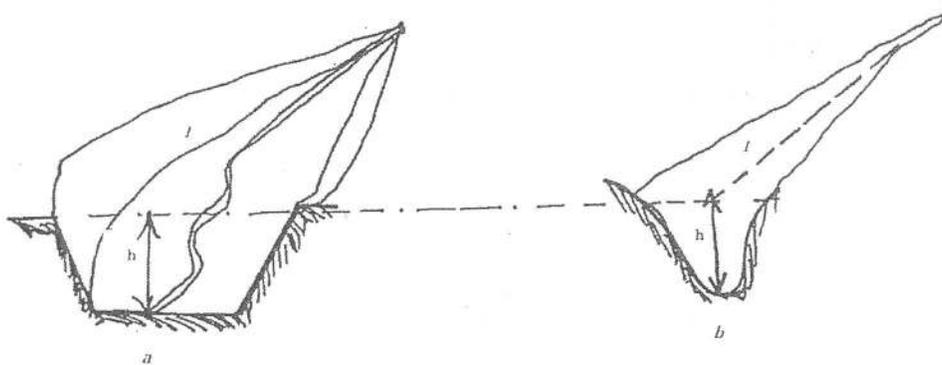
II.3.1 Facteurs Topographiques

II.3.1.1- Choix d'axe

A ce stade, et dans un premier temps la localisation de site de barrage peut s'effectuer sur des cartes topographiques (carte d'état-major) aux échelles : 1/50.000 ou au 1/25 000 et sous réserve des conditions géologiques, il est indispensable de prospector la topographie la plus favorable pour réaliser un projet fiable, mais également économique.

La morphologie de la vallée est un facteur clé sur le choix d'axe du barrage. Dans ce contexte, il est souhaitable de chercher un resserrement de vallée garantissant un emploi de quantités minimum de matériau dans le corps du barrage. La forme de la vallée peut avoir des conséquences significatives dans le remplissage du réservoir.

En effet, à travers les deux schémas (a) et (b), que pour les mêmes hauteurs h et longueurs l , les volumes d'eau stockés sont très différents (figure II.2).



Figures II.2 : Variantes de cuvettes de barrage

L'implantation de l'axe de la digue est à examiner en prêtant une attention particulière au choix de l'axe du barrage. En effet, un déplacement de quelques mètres peut avoir des conséquences significatives le volume des matériaux à mettre en place. Afin de répondre à toutes ces questions de coutume, on utilise le rapport d'efficacité du réservoir.

III.3.2.1 Caractéristiques du réservoir (cuvette)

Dans un premier temps il est indispensable de s'assurer de l'étanchéité de la cuvette et de repérer l'existence de zones potentiellement instables pouvant être le siège de glissement ou d'éboulement avec le risque de mettre en péril l'exploitation du barrage. Dans un second temps, il est opportun d'examiner les performances de la cuvette à travers la courbe de remplissage, élément très important dans la mesure où elle représente correctement de la topographie du site.

Cette courbe possède deux limites :

- D'une part, la limite supérieure constituée par la côte de retenue normale
- D'autre part, la limite inférieure, limite de la réserve, destinée à l'accumulation du volume des sédiments (volume mort)

On remarque qu'une variation de hauteur Δh entraîne une variation du volume ΔV , telle que :

$$\Delta V = S \cdot \Delta h \quad (II.2)$$

avec ;

S : étant l'aire du plan d'eau à la côte h.

La courbe de remplissage a une allure parabolique car S va toujours en croissant quand on s'élève sur les rives : les rives s'évasent et le plan d'eau s'allonge de plus en plus vers l'amont dans la vallée. Pour cette raison on peut écrire que (figure II.3)

$$V = \mu \cdot h^2 \quad (II.3)$$

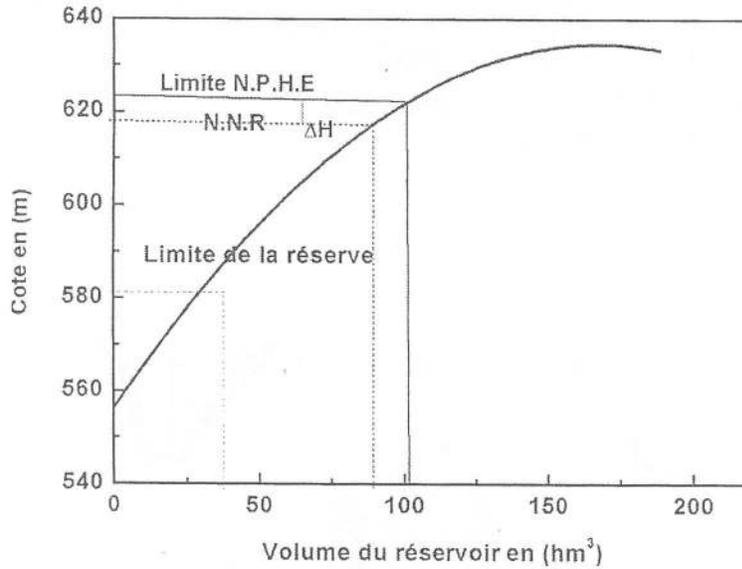


Figure II.3: Courbe de remplissage

Le coefficient $0,03 \leq \mu \leq 0,07$ selon le type de la vallée :

- $\mu=0,03$ pour des vallées en V ;
- $\mu=0,07$ pour des vallées en U

II.3.2 Facteurs géologiques

En premier stade, l'approche géologique d'un site de barrage préconise une recherche sur des cartes géologiques au 1/80.000 et 1/50.000 ou bien d'autres supports, tel que les photos aériennes qui permettent de dégager un diagnostic sur la structure générale et la qualité des fondations.

En second stade, il est nécessaire de dresser un plan topographique aux échelles 1/1.000 ou au 1/5.000 pour la retenue et au 1/100 ou au 1/500 et même au 1/1.000 pour la zone d'emprise du barrage.

II.3.3 Facteurs Hydrologiques

II.3.3.1 Remplissage du réservoir

Il ne suffit pas d'avoir une bonne cuvette topographique pour avoir un bon barrage-encore faut-il s'assurer qu'elle pourra être régulièrement remplie et garantir ainsi le soutirage d'un débit régulier.

Le barrage peut stocker les eaux de crues de l'année pour les restituer aux moments où les besoins sont importants, en été particulièrement.

Dans ce contexte, on introduit la notion de calcul de régularisation annuelle et la régularisation interannuelle (i.e sur plusieurs années).

Pour répondre aux questions posées, il est indispensable d'avoir une connaissance parfaite autant que possible du bassin versant, et des caractéristiques hydrologiques du cours d'eau, qui se résume comme suit :

- Apports annuels- débit moyen annuel
- Irrégularité du débit annuel moyen et mensuel
- Hydrogramme des crues en fonction des fréquences des crues
- Apports solides.

II.3.3.2 Besoins en eau

Le dimensionnement du barrage et son exploitation sont commandés par l'importance des besoins à l'aval, de leur nature et de leurs variations dans le temps. Il faut donc, faire au niveau préalable des études, faire une étude d'estimation précise des besoins dont la satisfaction nécessite la création du barrage. Leurs variations dans l'année sont à connaître avec précision.

L'alimentation en eau potable nécessite un débit de soutirage régulier au cours de l'année. C'est différent pour un périmètre d'irrigation.

La confrontation des apports et des besoins permet de déterminer la capacité et la hauteur de la digue (barrage).

On appelle débit régularisé (80% du débit moyen), le débit distribuable ou garantie 9 années sur 10 ; la deuxième année, on aurait 90 chances sur 100 d'obtenir 90% de ce débit régularisé.

II.3.3.3 Evaporation des eaux

Les pertes par évaporation peuvent être très importantes et on doit apporter à ce facteur toute l'attention voulue pour éviter de sérieux problèmes (non seulement dû à la perte d'eau, mais également à l'augmentation de la salinité qui peut en résulter).

Dans certaines régions, l'évaporation peut atteindre 2000 mm/an, en effet, le barrage de Djorf Torba sur l'oued Guir, la hauteur du barrage a été limitée à 36 m au dessus des fondations à cause d'*autophagie*, c'est-à-dire au-delà d'une certaine cote tous les apports supplémentaires auraient disparu par évaporation.

II.3.3.4 Alluvionnement et envasement d'un barrage

- La perte de capacité par alluvionnement et envasement est souvent importante particulièrement dans notre pays. Il est important donc de bien estimer les apports solides des cours d'eau. Généralement les dépôts solides se répartissent en matériaux grossiers, charriés au fond du lit et d'éléments fins transportés en suspension.

- Les matériaux grossiers se déposent à l'amont de la retenue et forment un delta. Les matériaux fins (sables et argiles) se décantent au fond du réservoir et général contre la digue (Oued Fodda : 22,6 Mm³).

II.3.4 Facteurs géo mécaniques et géotechniques

II.3.4.1-Travaux de reconnaissance

L'étude géotechnique s'appuie sur des travaux de reconnaissances pour déterminer la topographie du site, la nature du terrain, structure, son degré d'altération (failles, diaclases) et ses caractéristiques mécaniques. Les divers moyens employés sont ci-après :

- Décapage et réalisation de fouilles de la zone d'implantation du corps du barrage
- Sondage mécanique avec des prises d'échantillons à des profondeurs de plusieurs dizaines de mètres.
-
- Compagne prospection géophysique
- Etude mécanique du sol des zones d'emprunt.

II.3.4.2- Prospection géophysique

Elle permet de détecter les différentes formations (couches) de la fondation et de localiser des discontinuités. Les essais sismiques reposent sur la vitesse de propagation d'ondes provoquées par des vibrations artificielles.

Cette méthode sert à explorer le sous sol à des profondeurs de plus de 20 m, permettant de repérer des surfaces de discontinuité séparant le milieu rocheux ou des sols ou la célérité des ondes est différente. Méthode souvent utilisée pour déterminer la profondeur du substratum rocheux.

Pour la prospection par sismique réfraction, il existe deux types d'appareillage : monotrace et multitrace (figure II.4)

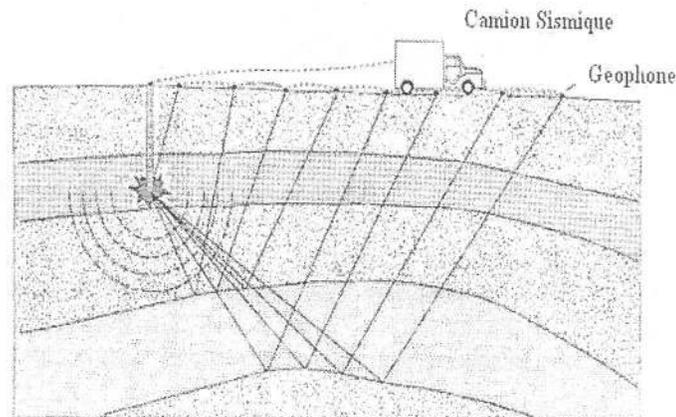


Figure II.4: Essai de prospection par sismique réfraction

Le monotrace est constitué par un seul géophone et par plusieurs points d'émission d'ondes. Ces points sont réalisés par déplacement d'une masse pesante ou marteau sur un axe de mesure passant par le géophone (figure II.5).

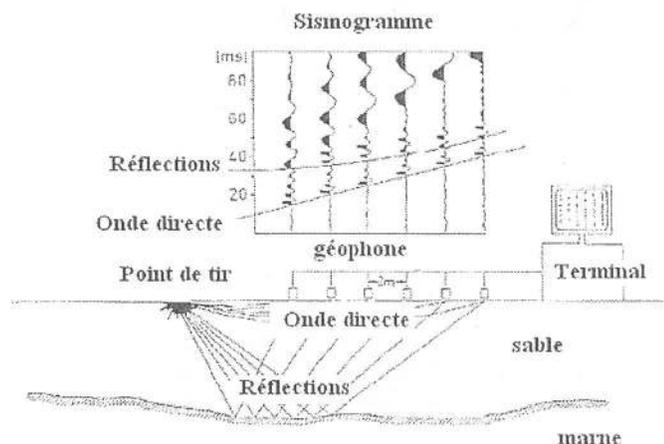


Figure II.5: Schéma explicatif de la trace sismique

L'opération consiste à enregistrer le temps de propagation de l'onde d'ébranlement pour chaque écartement. C'est le principe qui de détecter dans un terrain les zones de potentiel géotechnique différent, autrement les zones fissurée ou décomprimée....etc.

II.3.4.2- Prospection par forage

a)- Sondages par forages mécaniques

On distingue deux types : les forages destructifs et les forages carottés non destructifs. Les forages par méthode destructives relèvent des moyens de reconnaissance imprécis, à rendement important mais peu couteux. Dans les terrains meubles les travaux de reconnaissance peuvent aller sur des sols à 10 MPa de résistance à la compression en utilisant la tarière (Hélix, à bec, à vis) avec des diamètres d'investigation sont variables de 100 à 300 mm pour des travaux spéciaux, ils peuvent atteindre 2400 à 3000 mm dans le cas d'une utilisation de foreuses tarières à moteur.

Les tarières à main sont utilisées que pour des investigations superficielles de profondeur 0 à 5 m pour des conditions favorables, alors que les foreuses –tarières mécanique sont équipées de moteurs permettant d'atteindre des profondeurs de sondage jusqu'à plus de 30 m.

Pour les sols cohérents ou rocheux, la destruction du socle peut être obtenue par différents procédés tels que : la percussion au marteau ou au wagon-drill, à l'écrasement par forage tricône ou par fragmentation hydraulique par jet sous pression, le plus souvent couplée à la percussion et à la rotation.

Les forages par méthode non destructives qui joue un rôle un important dans la construction du barrage, permettant atteindre de grandes profondeurs (égale à la hauteur du barrage) et fournit des résultats satisfaisants. Les forages sont d'un diamètre des carottes variant entre de 40 à 60 mm réalisés à l'aide d'un carottier, les carottes récupérées, stockées dans des caisses de sondages avec indications de la profondeur et photographiés. Le RQD est calculé, sur des tranches de sondage de 3 à 5 m

On définit l'indice de fracturation, qui consiste à compter le nombre de fractures par mètre linéaire (ml) et à mesurer en même temps le taux de carottage, exprimé en %, soit la longueur totale récupérées à la longueur totale du sondage, dénommée le coefficient RQD (*Rock Quality Designation*) égal à :

$$RQD(\%) = 100 \times \frac{\sum \text{longueur des carottes} > 10 \text{ cm}}{\text{longueur de la passe de sondage}} \quad (\text{II. 4})$$

RQD(%)	0-25	25-50	50-75	75-90	90-100
Densité de fracturation	Très forte	Forte	Moyenne	Faible	Très faible

La classification permet d'établir une zonation du soubassement rocheux qui peut être très utile pour l'estimation d'une profondeur de fouille ou pour l'évaluation sommaire de la surface d'un rideau d'étancéité.

II.3.4.3- Essai in situ

a) Essai au pénétromètre

Pour déterminer le module de déformation in situ on emploie l'essai au pénétromètre, la technique consiste à enfoncer une tige dont l'extrémité est conique, il existe deux types de pénétromètre pour le dynamique (figure II.4), l'enfoncement est obtenu par battage à l'aide d'un mouton tombant d'une hauteur donnée et pour le pénétromètre statique par pression à l'aide d'une presse hydraulique. Il s'agit de tracer la courbe qui donne l'évolution de la résistance à la pénétration en fonction de la profondeur.

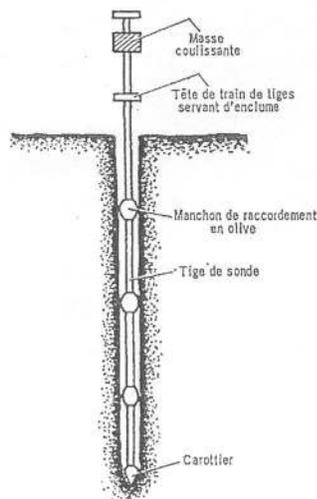


Figure II.4: Schéma d'un pénétromètre dynamique type Couïard

c) Essai d'eau.

- Essai Lugeon: réalisé dans des terrains du substratum, le principe de mesure de perméabilité de l'essai Lugeon dans un sol rocheux est d'injecter de l'eau, sous pression constante de l'ordre de 10 bars au fond d'un sondage et on mesure le débit absorbé par mètre de longueur pendant 10 minutes. C'est la détermination des quantités d'eau qui s'échappe dans le sol avec une unité de Lugeon exprimant : 1l /min sous 10 kg/m² = 1UL ; sachant que l'avancement s'effectue par tronçons de 5m. en général on considère que :
- Essai Lefranc : bien adapté aux mesures de perméabilité dans les alluvions. L'essai est exécuté au cours de l'avancement d'un sondage permettant d'assurer des économies. Le sondage est tubé jusqu'au niveau où doit être effectuée la mesure et on exécute, à ce niveau cavité appelée lanterne, caractérisée par un coefficient C, déterminé le plus souvent par analogie électrique.

La cavité est isolée à sa partie supérieure par un bouchon étanche de bentonite (figure II.5). Pour des sols perméables ($k \geq 10^{-5}$ m/s), on pompe dans une cavité à débit constant "q" sous charge constante h (régime permanent) :

$$q = C. k. h \dots \dots \dots (II.5)$$

avec :

$$K = \frac{q}{C.h} \dots \dots \dots (II.6)$$

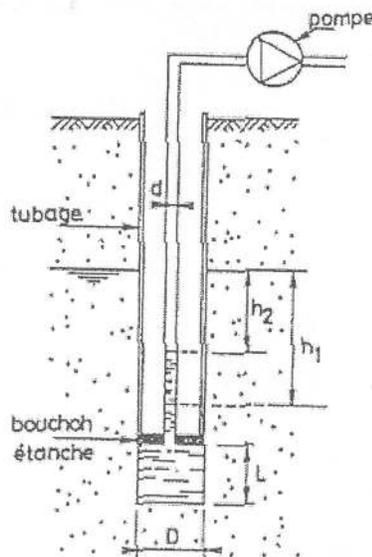


Figure III.5 : Principe de l'essai Lefranc

Dans la pratique, pour obtenir une meilleure précision, on effectue plusieurs mesures (par pompage ou injection) avec des charges et débits différents.

Pour des sols moins perméables ($k < 10^{-5}$ m/s), on procède à charge variable du fait des faibles débits mis en jeu (régime transitoire). Après avoir pompés l'eau dans la cavité on arrête le pompage et

on observe la remontée de l'eau dans le tube central. Soient h_1 et h_2 les deux mesures de la charge effectuées aux temps t_1 et t_2 , on démontre que l'on a :

$$\ln \frac{h_1}{h_2} = \frac{4.C.k}{\pi.d^2} (t_2 - t_1) \quad (II.7)$$

d'où l'on tire la valeur de la perméabilité k :

$$k = \frac{\pi.d^2}{4.C} \cdot \frac{\ln \frac{h_1}{h_2}}{(t_2 - t_1)} \quad (II.8)$$

d : étant diamètre du tube intérieur

Pour une cavité cylindrique de diamètre D et de hauteur L ($L > 2D$), nous avons :

$$C = \frac{2\pi.L}{\ln \frac{2.L}{D}} \dots\dots\dots (II.9)$$

La précision de l'essai est au mieux de l'ordre de 50 %. Cet essai permet de déterminer un coefficient de perméabilité locale.

- Essai par pompage : il base sur la mesure de la variation du niveau d'eau dans des piézomètres disposés autour d'un forage ou d'un puits dans lequel on rabat le niveau d'eau par pompage.

Contrairement aux essais à charge constante présentés par les deux méthodes énumérées précédemment pour des sols de perméabilité supérieure à 10^{-4} m/s. Il est possible de réaliser des essais à charge variable pour de faible perméabilité inférieure à 10^{-4} m/s. Le principe consiste à prélever (ou injecter) un volume d'eau dans le sondage, il s'agit d'étudier l'évolution d'une remontée ou une descente du niveau d'eau par le représentation graphique de $H = f\left(\frac{dH}{dt}\right)$. Sachant que le débit est égal :

$$Q_{(t)} = S \cdot \frac{dH}{dt} \quad (II.10)$$

avec

$$K = \frac{S}{C \cdot \delta} \quad (II.11)$$

où

- δ : pente de la droite expérimentale
- C : coefficient déterminé par la relation précédente (Eq.III.7)
- S : section de sondage (m^2).

c) Essai au scissomètre

L'objectif est de mesurer la cohésion non drainée des vases et argiles molles. Il s'agit d'imposer une rotation à une tige jusqu'à la rupture du terrain au niveau des pales. A l'aide d'abaque, il est possible de mesurer la résistance au cisaillement non drainé (C_u) du sol (figure II.6).

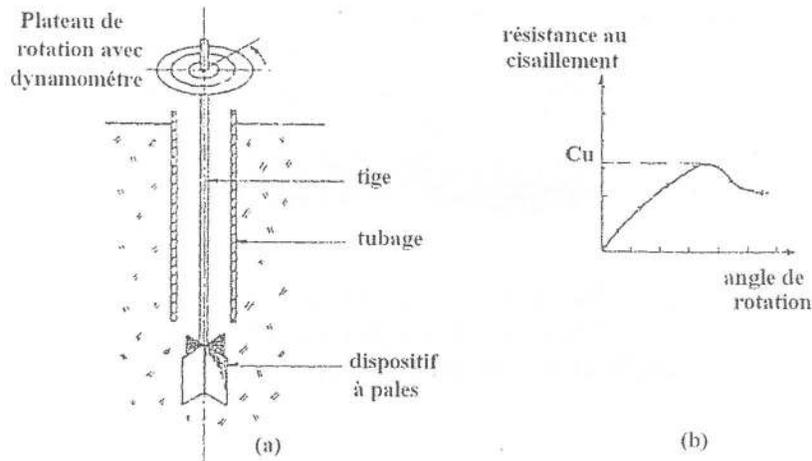


Figure II.6 : Principe de l'essai scissomètre de chantier
(a) schéma de l'appareillage ; (b) diagramme d'essai

d) Essai au pénétromètre

L'essai au pénétromètre est un moyen d'investigation du sol permettant de connaître :

- d'apprécier de façon qualitative la résistance des terrains traversés, et de prévoir la réaction du sol à l'enfoncement de pieux.
- de déterminer l'épaisseur et la profondeur des différentes couches de sol.
- d'effectuer des contrôles de compactage

Il existe deux catégories d'appareil d'essai au pénétromètre :

- a) pénétromètre à cône fixe solidaire à la tige permettant de mesurer simultanément l'effort en pointe Q_p et l'effort total de pénétration Q_t de la tige. L'effort de frottement latéral Q_f est donné par la différence des deux efforts :

$$Q_f = Q_t - Q_p \quad (II.12)$$

Les efforts sont déterminés par des capteurs de force. L'enfoncement du cône se fait par battage utilisé en pénétration dynamique qui consiste à fixer le nombre de coups et à mesurer l'enfoncement des tiges par des longueurs de 10 cm.

- b) pénétromètre à cône mobile où seul le cône peut s'enfoncer alors que la tige reste fixe. Au cours de l'essai, à une profondeur donnée, la tige reste fixe et la pointe descend de 4 cm environ, on mesure dans ce cas l'effort en pointe Q_p

e) Essai de mesure du coefficient d'élasticité

Module d'élasticité : il caractérise la compressibilité du matériau du sol de fondation. On distingue le module d'élasticité statique " E_s " (déterminé par déformation ou poinçonnement) et l'élasticité " E_d " déterminé selon la vitesse d'application de la contrainte.

II.3.5 Caractéristiques des matériaux de la zone d'emprunt

Le choix des matériaux est un élément important dans le choix de la variante et la planification des travaux du corps de la digue.

Les matériaux doivent satisfaire aux conditions suivantes :

- Les matériaux doivent être dépourvus de matière organique et non altérables.
- Dispose de facilités en matière d'extraction, de transport et de mise en place
- Les matériaux d'étanchéité doivent être d'une résistance au cisaillement par angle de frottement ϕ et une cohésion c de valeur élevées.
- Les matériaux doivent être de quantité suffisante et à proximité du site afin de garantir une économie au projet.

Dans le cas d'une disponibilité insuffisante de matériaux étanches, il est possible d'envisagé une digue zonée avec des appuis et filtre en matériaux non cohésifs et un noyau avec des matériaux cohésifs en argile ou limon de perméabilité inférieure à 10^{-7} m/s

CHAPITRE III

ELEMENTS DE DIMENSIONNEMENT D'UNE DIGUE EN REMBLAI

Introduction

Pour la conception d'une digue en remblai, il est primordial de prévoir une revanche et une protection de talus amont. Cette dernière doit tenir compte non seulement de l'intensité de l'effet des vagues et protéger la digue contre la submersion. Mais également, il est important d'accorder des méthodes de construction pour les organes de l'ouvrage fiables que possibles tout en prêtant attention aux considérations économiques du projet. Dans ce chapitre, s'intéresse dimensionnement du profil digue en remblai suivant les différentes méthodes de dimensionnement.

III-1 DETERMINATION DE LA REVANCHE

III.1.1- Définitions

La détermination de la revanche d'une combinaison de facteurs qui tient compte de plusieurs facteurs à savoir :

- a) La surélévation du plan d'eau lors du passage de la crue maximale (crue de sécurité) considérée le projet
- b) Le disfonctionnement des ouvrages ou organes de décharge et d'évacuation,
- c) La hauteur maximale des vagues provoquées par le vent extrême considéré,
- d) Le déferlement des vagues à la surface du parement amont (*wave run-up*)
- e) La surélévation du plan d'eau provoquée par le vent extrême considéré (*wind set up*)
- f) Le supplément de sécurité (par exemple pour les vagues causées par des glissements de terrain, avalanche, tremblement de terre.....etc.).

III.1.2- Effet des vents et vagues

a- Hauteur des vagues

Pour la hauteur des vagues, il existe plusieurs formules :

- Formule de Stevenson (Thomas, 1976)

$$\text{Pour } F < 30 \text{ km} \Rightarrow H_v = 0,34\sqrt{F} + 0,76 - 0,26\sqrt[4]{F} \quad (\text{m}) \quad (\text{III.1})$$

$$\text{Pour } F > 30 \text{ km} \Rightarrow H_v = 0,34\sqrt{F} \quad (\text{m}) \quad (\text{III.2})$$

H_v (m), F (km)

Cette formule donne des valeurs acceptables pour des vitesses de vents de l'ordre de 100 Km/h, mais tend à surestimer les hauteurs de vague pour des vitesses inférieures et à les sous-estimer pour des vitesses supérieures.

- Formule de Molitor

Dans cette formule empirique, l'auteur fait intervenir la vitesse du vent " U " exprimée en km/h et la longueur du Fetch « F » en Km :

$$\text{Pour } F < 30 \text{ km ; } H_v = 0,76 + 0,032\sqrt{UF} - 0,27\sqrt[4]{F} \quad (\text{m}) \quad (\text{III.3})$$

$$\text{Pour } F > 30 \text{ km ; } H_v = 0,032\sqrt{UF} \quad (\text{m}) \quad (\text{III.4})$$

On constate que pour une vitesse de vent égale zéro, la hauteur de vague est non nulle !. Ces formules doivent être utilisées que pour des vitesses de vent appréciables.

- Formule Suédoise

$$H_v = 0,36\sqrt{F} \quad (\text{III.5})$$

Bien que la formule de Stevenson-Molitor soit toujours couramment utilisée, l'expérience a démontré que la fiabilité des résultats obtenus n'était pas garantie. À ce titre, on a signalé plusieurs hauteurs de vague avaient été nettement supérieures aux valeurs calculées par les formules précitées, en conséquence ces formules donnent des valeurs approximatives pour un calcul de projet (figure III.1).

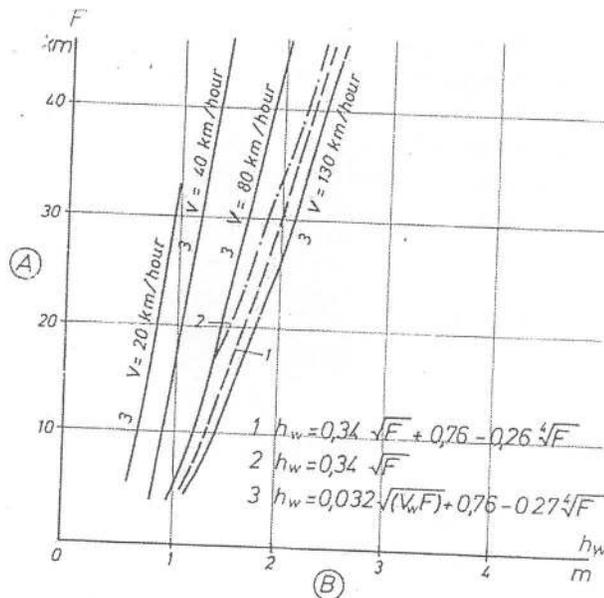


Figure III.1: Hauteur de vague maximale selon Stevenson-Molitor (CIGB, 1991)

Si aucun obstacle n'est atteint, les vagues correspondant à une vitesse particulière de vent parviendront à leurs valeurs limites au bout d'un certain temps, appelé durée minimale (t_d). La durée minimale est exprimée par la formule Bretschneider:

$$t_d = 0,542 \frac{F}{T} \quad (\text{III.6})$$

où T la période de vagues en (s)

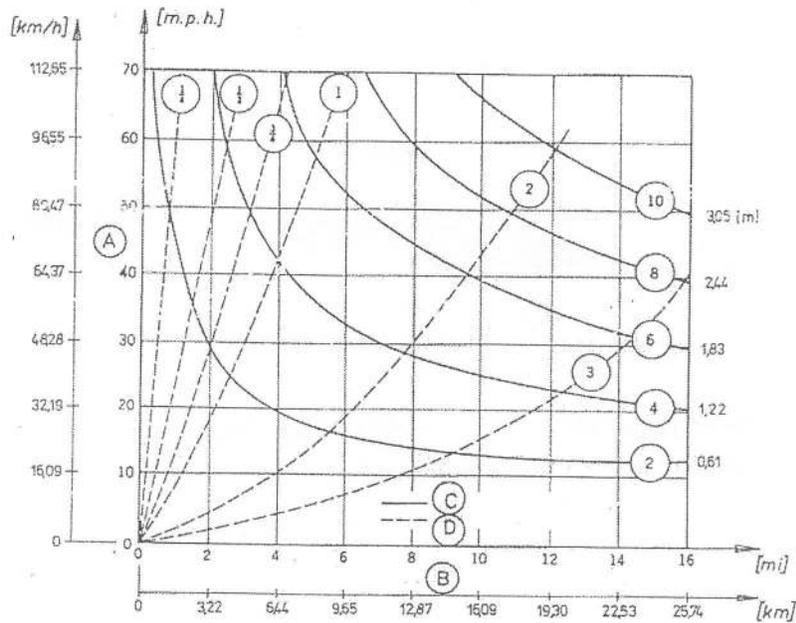


Figure III.2: Relation entre la hauteur de vague, le fetch, la vitesse du vent et la durée du vent

(CIGB, 1991)

La hauteur des vagues peut être basée sur la hauteur significative H_s , c'est le tiers supérieur d'un train d'ondes (vagues) :

$$H_m = 0,624 H_s \quad (III.7)$$

$$H_{10} = 1,29 H_s \quad (III.8)$$

$$H_{max} = (1,78 - 1,87) H_s \quad (III.9)$$

Or la hauteur de projet couramment adoptée est de $1,25 H_s$

La longueur d'onde des vagues en eau profonde est estimée à :

$$L_o = 1,55 T^2 \quad (III.10)$$

b) Vitesse des vagues

La vitesse des vagues est donnée par la relation Gaillard, v en (m/s)

$$v = 1,50 + 2H_v ; \quad (m/s) \quad (III.11)$$

c) Revanche due aux vagues

- Selon la formule de Davis, La revanche est mesurée au-dessus du niveau des plus hautes eaux correspondant à la crue maximum

$$R = 0,75.H_v + \frac{v^2}{2g} \quad , \quad (m) \quad (III.12)$$

où H_v : hauteur des vagues (m) , v : vitesse des vagues (m/s)

Dans leurs travaux en Algérie sur la réalisation sur les barrages, Mallet et Pacquant(1951) considère que pour des petits barrages la revanche est égale à :

$$R = H_v + \frac{v^2}{2g} \quad (m) \quad (III.13)$$

L'institut Norvégien de technologie (1992), " *Division of Hydraulic Engineering* " propose une méthode qui tient compte de la surélévation du plan d'eau au déferlement des vagues associé à l'accroissement du niveau d'eau, selon le principe les effets du vent de la marée : *Wave Run-up and wind tide* (figure III. 3)

La revanche due aux vagues est estimée par :

$$R = R_u + S \quad , \quad (m) \quad (III.14)$$

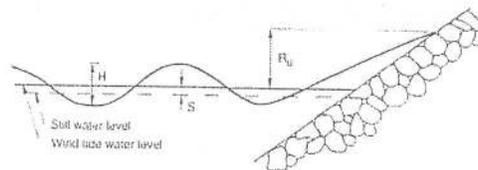


Figure III. 3: Schéma de calcul de la hauteur de vagues H , et de la surélévation déferlante du plan d'eau (Run-up) R_u , d'après Kjaernsli *et al* 1992.

$$R_u = r H_s \quad , \quad (m) \quad (III.15)$$

où :

R_u : hauteur verticale au-dessus du niveau de marée de vent (*wind tide water level*) ;

r : facteur d'atténuation qui dépend un nombre d'Iribarren suivant un talus (figure III.4)

H_s : hauteur significative.

Le nombre d'Iribarren est égale à :

$$I_r = \tan\beta \sqrt{\frac{L_o}{H_s}} = T_p \tan\beta \sqrt{\frac{g}{2\pi H_s}} \quad (III.16)$$

où :

I_r : nombre d'Iribarren, β : pente du talus, L_o : longueur d'onde en eau profonde, T_p : période de pic des vagues, g : accélération de la pesanteur.

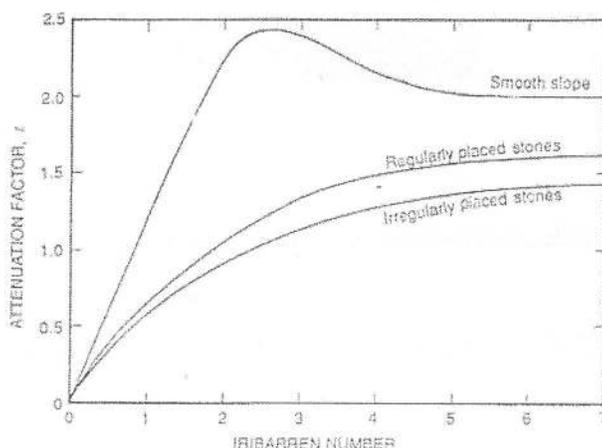


Figure III. 4: Calcul du facteur d'atténuation r en fonction du nombre d'Iribarren Kjaernsli *et al* 1992

Souvent le nombre d'Iribarren pour des remblais en enrochement $0,5 \leq I_r \leq 2,0$.

L'accroissement du vent de la marée est égal :

$$S = \frac{U^2 \cdot F_e}{4800 \cdot D} \quad (m) \quad (III.17)$$

où

S : accroissement du vent de marée.

U : vitesse du vent

F_e : longueur du fetch effective avec :

$$F_e = \frac{\sum_{-45}^{+45} R_i \cdot \cos^2 \alpha_i}{\sum_{-45}^{+45} \cos \alpha_i} \quad (III.18)$$

R_i : distance du large à l'exécutoire (digue)

α_i : angle entre la direction du vent la perpendiculaire à l'axe du barrage

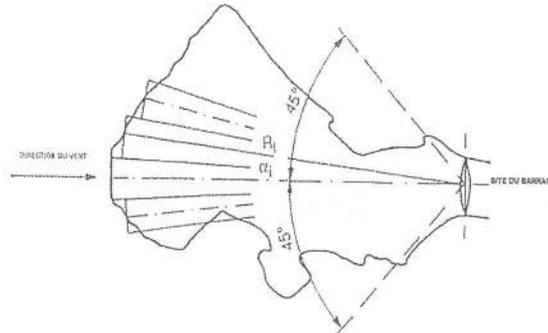


Figure III.5 Schéma de calcul de la longueur du fetch effective, d'après Kjaernsli *et al* 1992

Selon la norme soviétique SNIP, le calcul de la crête peut être déterminé comme suit :

$$d = h_{\text{def}} + \Delta h + a \quad (\text{m}) \quad (\text{III.19})$$

où

h_{def} : hauteur de déferlement des vagues au talus amont (*Run up*)

Δh : surélévation de la vague sur le talus amont provoquée par le vent (*Wind set up*)

a : réserve de construction de hauteur pour les ouvrages de classe V, $a=0,3$ m pour classe IV $a=0,4$ m et pour classe III $a=0,5$ m.

Cependant, le calcul du niveau statique de l'équation (I.18) doit s'effectuer pour les deux niveaux statiques NNR et NPHE et on doit prendre la plus grande valeur de cote de crête du barrage.

On calcule l'élévation de la crête " d " dans le cas du NNR à partir de la vitesse du vent égale à la valeur moyenne de plusieurs années par contre pour le niveau NPHE suivant le calcul de la vitesse maximale du vent avec l'approximation déterminé selon la classe de l'ouvrage (Belokoniev, 1981). La valeur minimale de d doit être égale à 0,5 m

Tableau III.1 : Norme de calcul de la vitesse du vent

	Classe de l'ouvrage		
	I et II	III et IV	V
Probabilité (%)	0,02	0,04	0,1
Période de retour (ans)	50	25	10

Sachant que la vague est caractérisée par une longueur d'onde λ et une hauteur h. La surélévation de la vague est exprimée par :

$$\Delta h = 2.10^{-3} \frac{W_{10}^2 \cdot F \cdot \cos \alpha}{g \cdot H} ; \text{ m} \quad (\text{III.20})$$

W_{10} : vitesse du vent calculée à la hauteur de 10 m au-dessus du plan d'eau, $W_{10} = 1,25 W$, W étant la vitesse à 2m du plan d'eau.

F : longueur du fetch en km.

α_1 : angle entre l'axe longitudinal de l'étendue d'eau libre et la direction dominante du vent.

La hauteur de déferlement des vagues provoquée par le vent est donnée par :

$$h_{\text{def}} = \frac{2 \cdot K_r \cdot h}{m_1} \sqrt[3]{\frac{\lambda}{h}} ; \text{ m} \quad (\text{III.21})$$

où

m_1 : fruit de talus amont $m_1 = \cotg \alpha$.

K_r : coefficient de réflexion dépendant de la perméabilité du revêtement de talus.

Tableau III.2 : Valeurs du coefficient de réflexion K_r

Caractéristique du revêtement du talus	K_r
Béton Bitumineux	1,00
Béton	0,90
Perré	0,75-080
enrochement de protection par cailloux	0,60-0,80
enrochement de protection par pierre	0,55
enrochement de protection par pierre grossièrement taillée	0,50

On peut déterminer les caractéristiques des vagues à partir des formules de Labzovsky :

$$h = \beta \cdot h_0 \quad (\text{m}) \quad (\text{III.22})$$

$$\lambda = \beta \cdot \lambda_0 \quad (\text{m}) \quad (\text{III.23})$$

avec

$$h_0 = 0,073 \cdot k \cdot W_{10} \sqrt{F \cdot \varepsilon} \quad (\text{III.24})$$

$$\lambda_0 = 0,073 \cdot W_{10} \sqrt{\frac{F}{\varepsilon}} \quad (\text{III.25})$$

k : coefficient caractérisant l'intensité de l'accroissement de la vague de la vague le long de la ligne d'eau :

$$k = 1 + e^{(-0,4 \frac{F}{W_{10}})} \quad (III.26)$$

Avec la condition sur le fetch exprimée par :

$$F_c = 30 \cdot W_{10}^2 \varepsilon \quad (III.27)$$

et la cambrure de la vague est égale :

$$\varepsilon = \frac{1}{9 + 19^{(-14/W_{10})}} \quad (III.28)$$

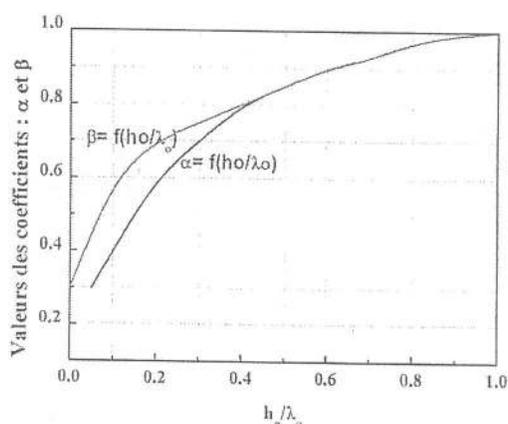


Figure III.6 Graphique de calcul des coefficients α et β , (Belokoniev, 1981, modifié)

III.2- CALCUL DE LA COTE DE LA CRETE

On peut estimer la cote de la crête par la relation suivante :

$$\text{Cote de la crête } (\nabla Cr) = H_b + R + T_1 + T_2 \quad (m) \quad (III.29)$$

H_b : hauteur de la digue correspondant à la cote des hautes eaux.

R : revanche due aux vagues

T_1 : tassement affectant les sols de fondation en fin de construction

T_2 : tassement affectant le corps de la digue après fin de construction

III.3- CALCUL DE LA LARGEUR EN CRETE

Généralement pour les petits barrages, la largeur en crête est égale ou supérieure à 3 m pour les petits barrages et à 6 m pour les grands barrages en cas où il n'a n'y a pas de passage routier. Souvent pour des barrages de hauteur plus que 9 m, on prend largeur en crête b_{cr} égale au tiers de la hauteur de la digue. Le calcul de la largeur du barrage peut être déterminé par les formules ci-après :

$$\text{KNAPPEN : } b_{cr} = 1,65 \sqrt{H} \quad (III.30)$$

$$\text{PREECE : } b_{cr} = 1,10 \sqrt{H} + 1 \quad (\text{III.31})$$

D'autres formules peuvent être proposées et qui sont préconisé par le CEMAGREF, DEGOUTTE (1997) :

$$b_{cr} = 3,6^3 \sqrt{H} - 3 \quad (\text{III.32})$$

$$b_{cr} = \frac{H}{3} \text{ avec } b_{cr} \geq 3 \text{ m (largeur minimale)} \quad (\text{III.33})$$

En ex Russie, on prévoit une largeur en crête, utilisée pour le passage des véhicules selon la catégorie de la route.

Tableau III.2 : Valeurs de dimensionnement des crêtes pour passage des véhicules.

Paramètres	Catégorie de la Route				
	I	II	III	IV	V
Largeur de la crête, b_{cr} (m)	$\geq 27,5$	15,0	12,0	10	8
Largeur de la partie réservée au passage b (m)	$\geq 15,0$	7,5	7,0	6,0	4,5
Largeur du bas-côté a_1 (m)	3,75	3,75	2,5	2,0	1,75

III.4- CALCUL DE LA PENTE DES TALUS

La pente des talus doit assurer la stabilité statique de ces talus. C'est à dire que les fruits de talus sont fixés par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations.

Tableau III.3 : Valeurs indicatives des fruits de talus (valeurs devront être vérifiées par calcul de stabilité)

Hauteur de la digue (barrage)	Type de barrage (m)	Fruit des talus	
		Amont (m_1)	Aval (m_2)
$H < 5\text{m}$	▪ Homogène	2,5	2,0
	▪ A zones	2,0	2,0
$5 \leq H < 10\text{ m}$	▪ Homogène granularité étendue	2,0	2,0
	▪ Homogène à fort pourcentage d'argile	2,5	2,5
	▪ A zones	2,0	2,5
$10 \leq H < 20\text{ m}$	▪ Homogène granularité étendue	2,5	2,5
	▪ Homogène à fort pourcentage d'argile	3	2,5
	▪ A zones	2,0	3

En ce qui concerne le massif, pour déterminer la pente des parements on se donne en général des pentes qui paraissent optimales, compte tenu de la nature des matériaux, et on vérifie par la suite par calcul de stabilité. On prend le fruit du talus constant pour des digues de hauteur égale ou inférieure à dix mètres.

Pour des digues de hauteurs supérieures à 10m, il est nécessaire d'élaborer des digues avec des fruits variables ; la plus grande valeur à la semelle et la plus petite à la crête. Les fruits de talus varient suivant la hauteur.

Pour des digues en terre :

Talus amont : $m'_1 = m_1 + 0,50$

Talus aval : $m'_2 = m_2 + 0,25$, $m''_2 = m_2 + 0,25$ (en cas de prisme de drainage)

Pour des digues en enrochements :

Talus amont : $m'_1 = m_1 + 0,50$

Talus aval : $m'_2 = m_2 + (0,1 \text{ à } 0,20)$, $m''_2 = m'_2 + (0,1 \text{ à } 0,20)$ (en cas de prisme de drainage)

Souvent on prévoit des bermes, qui auront un rôle dans l'optimisation des fruits de talus d'autres objectifs tel que l'accès pour la réparation des talus amont et aval. Les bermes sont de 2 à 3 m de largeur en cas de construction de route jusqu'à 6 m. Les bermes ont rigoles latérales dans le but de capture et d'évacuation des eaux des précipitations

III.5 REVETEMENT DES TALUS DE LA DIGUE

La protection des talus dans les barrages en terre est utilisée pour éviter l'érosion ou l'agression causée par l'action des vagues d'une part et par les pluies d'une autre part. Alors, les facteurs qui influencent sur le choix et sur la conception du type de revêtement sont essentiellement :

1. Hauteur de la montée subite.
2. Fluctuations du niveau du barrage.
3. Matériaux des barrages.
4. Conditions climatiques.
5. Importance de l'ouvrage.

III.5.1. Talus amont

Le revêtement des talus assure essentiellement, une protection contre les agents extérieurs d'origine atmosphérique et aussi des vagues. Les revêtements les plus employés en pratique hydrotechnique sont : pierre sèche, béton armé, béton, béton bitumineux (béton asphaltique), en géomembrane ou bien en pavage (figure III.7).

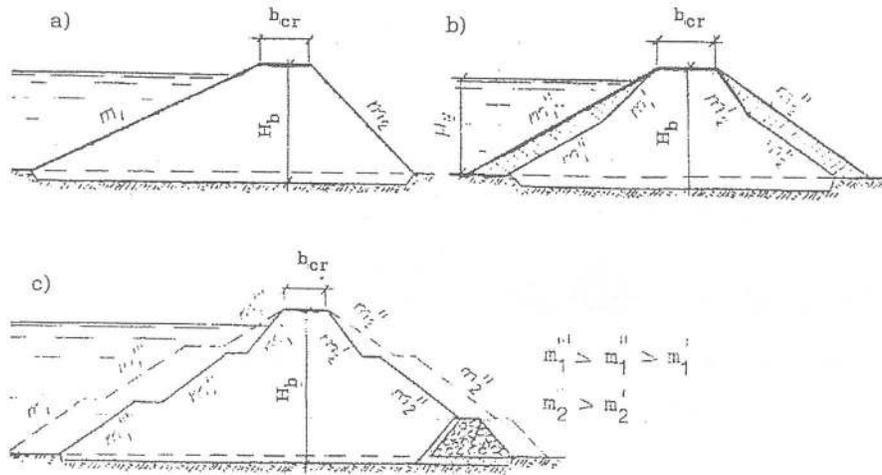
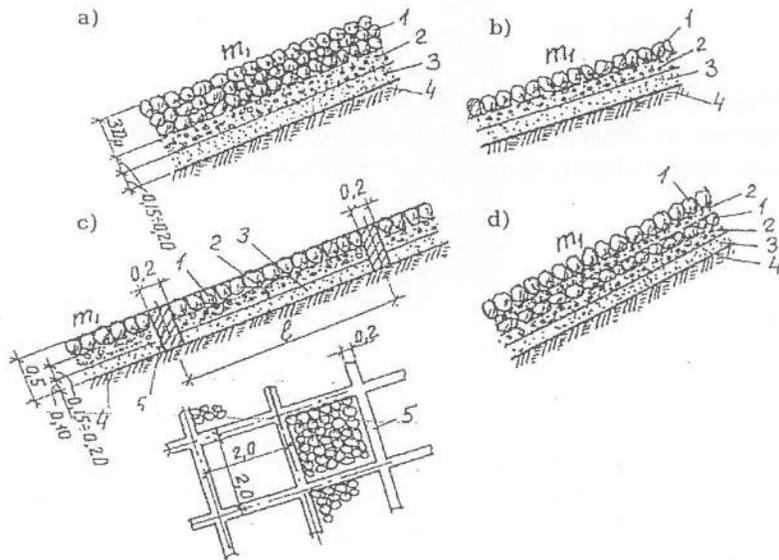


Figure III.7: Pentes de talus a) constante, b) variable sans bermes c) variable avec bermes

En ce qui concerne la protection en pierre, on utilise les matériaux disponibles dans la zone d'emprunt qui s'avère économique. Meilleur revêtement, c'est par des matériaux (roches) d'origine éruptive ou sédimentaire qui possèdent une résistance mécanique (compression) aussi bien que celle du gel et l'insolubilité dans l'eau (figure III.8).



a-enrochement de protection; b-pavage irrégulier à une couche; c-pavage irrégulier à deux couches dans des cages; d-pavage irrégulier à deux couches; 1-pierres; 2,3-sous-couches de matériaux filtrant; 4-sol du corps du barrage; 5-blocs en béton armé.

Figure III.8. Différents types de revêtement en pierre, Belokonev (1981)

III.5.2. Revêtement en pierre

Il y a deux types de revêtement en pierre : enrochement de protection et le perré revêtement en enrochement de protection :

$$D_p^{\max} = 1,5 \cdot C_d \cdot h_{1\%} \left(\frac{\sqrt[3]{m_h}}{m_1} + 0,5 \right) \frac{m_1 + 1,8}{1,8 m_1 - 1} \frac{\gamma_a}{\gamma_p - \gamma_a}$$

$$D_p^{\min} = 0,12 C_d \frac{h_{1\%}}{m_h} (m_h^2 + 10) \frac{2,8 m_1 - 0,8}{1,8 m_1 + 1} \frac{\gamma_a}{\gamma_p - \gamma_a} \quad (\text{III.34})$$

L'enrochement du revêtement doit comprendre un volume égal ou supérieur à 50% de D_p^{\max} et un volume égal ou supérieur à 25% de D_p^{\min} . L'épaisseur du revêtement égale à :

$$t = 2 \cdot D_p^{\max} \quad (\text{III.35})$$

a) Revêtement en perré : Selon Chankine, l'épaisseur du revêtement est égale :

$$t = 1,7 h \frac{\gamma}{\gamma_p - \gamma} \frac{\sqrt{1+m_1^2}}{m_1(m_1+2)}, \quad (\text{m}) \quad (\text{III.36})$$

Pour Pichkine cette épaisseur est égale à l'expression suivante :

$$t = n \frac{P}{\gamma_p - \gamma} \sqrt{\frac{1+m_1^2}{m_1^2}}, \quad (\text{m}) \quad (\text{III.37})$$

où :

$$P = 0,178 h, \quad (\text{tf/m}^2). \quad (\text{III.38})$$

On fixe le pavage irrégulier (perré) en cas $t < 0,25$ m et à deux couches en cas $t \geq 0,25$ m. on prend deux à trois couches de l'épaisseur 0,15 à 0,20 m de filtre inversé. Lorsque $t > 0,50$ m il faut préconiser des cages en pierre ou fixer le revêtement en béton armé.

Le Tennessee Valley Authority (T.V.A) préconise une formule empirique pour déterminer l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement pour la protection du talus amont :

$$e = C \cdot V^2, \quad (\text{m}) \quad (\text{III.39})$$

V : vitesse des vagues déterminées par formule de Gaillard

C : coefficient qui dépend du fruit du talus et du poids spécifique γ_p de l'enrochement utilisé. Les valeurs des coefficients sont données par le tableau ci-après :

Tableau III.4 : Valeurs du coefficient C en fonction du fruit de talus de la digue

Fruit du Talus	Valeur de C pour différents γ_p		
	$\gamma_p=2,50$	$\gamma_p=2,65$	$\gamma_p=2,80$
12 :1	0,027	0,022	0,020
4 :1	0,027	0,024	0,022
3:1	0,028	0,025	0,023
2 :1	0,031	0,028	0,026
1,5 :1	0,036	0,023	0,030
1 :1	0,047	0,041	0,038

Quant aux dimensions des éléments elles seront telles que 50% de l'enrochement soit constitué de blocs d'un poids égal ou supérieur au poids calculé suivant la formule :

$$W = 0,52\gamma_p \cdot e^3 \quad , \quad (t) \quad (III.40)$$

Les ingénieurs de l'US Army Corps of Engineers utilisent souvent le tableau qui donne l'épaisseur minimum de la couche d'enrochements ainsi que les dimensions minima des blocs en fonction de la hauteur des vagues déterminée à partir de l'abaque.

Tableau III.5 : Valeurs de l'épaisseur et diamètre médian en fonction de la hauteur des vagues.

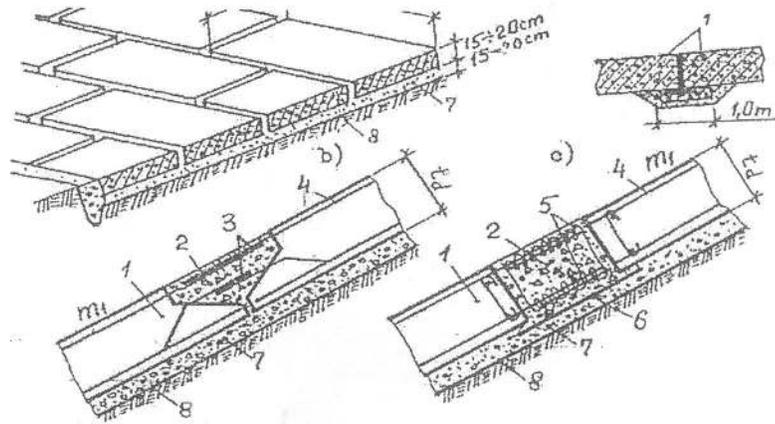
Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d'enrochement (m)	D_{50}^{min} (m)
0-0,30	0,30	0,20
0,30-0,60	0,40	0,25
0,60-1,20	0,45	0,30
1,20-1,80	0,55	0,40
1,80-2,40	0,70	0,45
2,40-3,00	0,80	0,55

III.5.3. Revêtement en béton armé :

Dalles coulés sur place de dimensions en plan inférieures 20x20 m et d'épaisseur $t=0,15$ à 0,5m. Pour des dalles préfabriqués de dimensions plan de 1,5 x1,5 à 5x 5 m et d'épaisseur $t= 0,10$ à 0,20 m (figure III.9)

L'épaisseur des dalles pour être déterminé d'après la relation donnée par Chankine :

$$t = 0,07.n \cdot h \frac{\gamma}{\gamma_b - \gamma} \sqrt[3]{\frac{\lambda}{B}} \frac{\sqrt{1+m_1^2}}{m_1} \quad , \quad (m) \quad (III.41)$$



Revêtement formé par les dalles en béton armé:
 a-vue générale; b-assemblage par soudage des armatures; c-assemblage par enroulement des armatures; 1-dalles en béton armé; 2-remplissage par béton; 3-soudage; 4-armature principale; 5-enroulement par du fil de ligature; 6-joint en rubéroïde; 7-sous-couches.

Figure III.9 : Revêtement en dalles de béton Belokonev (1981)

III.5.4. Revêtement asphaltique (béton d'asphalte)

Ce type de revêtement est recommandé pour des fruits de talus compris entre 1 et 2. L'épaisseur dépend de la profondeur d'eau H_1 de la digue (tableau n°3). Dans l'ouvrage de référence de Schmid et Frohauer, 2001, il en ressort à partir de 200 barrages réalisés, les avantages du revêtement en béton asphaltique notamment sa résistance pour surface spécifique (250-300) m^2/kg et une stabilité thermique K_t entre les limites de température allant de 20 à 50°C.

Tableau III.6 :: Epaisseur du revêtement d'une digue en béton d'asphalte.

Charge H_1 (m)	10	20	50
Epaisseur d'asphalte (cm)	6,0	8,0	12,0

Ajoutons à cela, la stabilité dans l'eau caractérisée par la résistance dans l'eau par une force de résistance à la compression pour des tests en saturation et milieu sec à 20°C notamment au pourcentage de gonflement du masque :

$$K_w = \frac{R_w}{R_{20}} \quad (III.42)$$

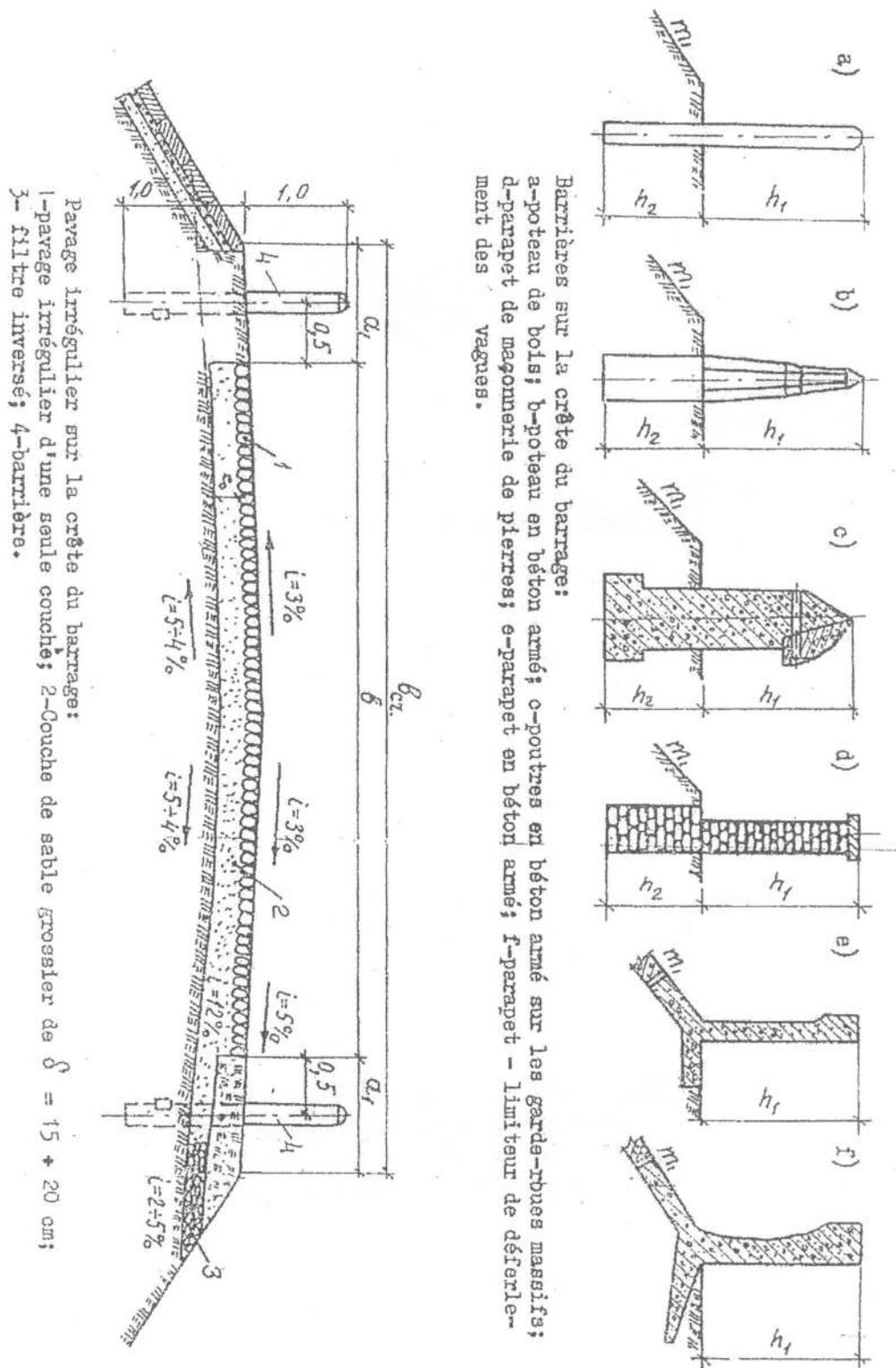


Figure III.10: Différents détails constructif de la crête Belokonev (1981).

Tableau III 7 : Propriétés spécifiques du matériau asphaltique

Propriétés et critères à remplir	Béton asphaltique		
	Normal	Amélioré	Asphalte poreux
Limite de résistance à la compression à 20°C(R ₂₀) ; minimum en (KN/m ²)	25	30	15
Limite de résistance à la compression à 50°C(R ₅₀) minimum en (KN/m ²)	12	15	5
Coefficient maximal thermique de stabilité $K_t = R_{20}^{wsat} / R_{50}^{wsat}$	3	2,5	4,0
Coefficient d'élasticité $K_e = R_0 / R_{20}$	2 - 3	2 - 4	2 - 4
Indice des vides (%)	1-3	1-2,5	6-20
Adhésion du bitume à la surface minéral du matériau, valeur en % minimum	85	90	90

Généralement, il est conseillé dans la construction du revêtement d'un barrage d'établir deux limites : une limite supérieure, émergée qui se trouve en haut de la digue, lieu du déferment des vagues. On réalise cette partie jusqu'à la crête de la digue.

La limite de la partie immergée est déterminée par la détermination de la vitesse admissible d'eau pour les sols sans revêtement des talus. Souvent cette distance est déterminée par :

$$a = 2.h \quad (III.43)$$

où :

a : distance entre le niveau d'eau minimum et la limite émergée

h : hauteur de la vague de vent en cas de niveau minimum (pour une vitesse de vent donnée).

III.5.5. Protection par géomembrane

Les premières utilisations de la géomembrane remontent aux années soixante. Actuellement cette technique a connu un grand essor, surtout en cas d'absence de matériaux locaux sur le site. Dans ce cas, on propose l'utilisation de la géomembrane, produit mince épaisseur, étanche, l'épaisseur est de quelques millimètres présentant des variétés diverses telles que :

- géomembranes bitumineuses : elles sont à base de bitumes soufflés ou bitumes modifiés par ajout de polymères.
- géomembranes synthétiques : elles sont à base de plastomères (Polyéthylène haute et basse densité P.E.H.D, V.F.P.E, polychlorure de vinyle PVC-P, Propylène PP ...) ou élastomères (butyles)
- géomembranes composites : formées par superposition et assemblage de plusieurs composants additionnels permettant d'améliorer les propriétés de l'ensemble (résistance au poinçonnement, stabilité thermique, coefficient de frottement, drainage, etc).

III.5.6. Talus aval

Le talus aval des barrages en matériaux locaux est soumis au processus de l'altération superficielle naturelle. C'est la raison pour laquelle on protège par la construction de revêtement le talus aval, en utilisant largement les matériaux locaux (couche herbeuse ou gravier).

On utilise le revêtement en sol végétal et à couche herbeuse là, où il y a de bonnes conditions de croissance des herbes ou on exécute l'arrosage périodiquement en saison chaude. Cette protection peut être en gazon naturel en forme de carrés de (1x1 à 1,5 x1,5 m) formé de briquettes de gazon de dimension de (0,6 à 1,0)m de longueur et de (0,15 à 0,20 m) de largeur.

Dans des régions à climat chaud, il y a lieu de fixer un revêtement en pierre d'épaisseur de 10 à 20 cm.

III.6- SYSTEMES DE DRAINAGE

Le système de drainage est préconisé pour des digues de hauteur supérieure ou égale à six mètres. On utilise les drainages pour l'abaissement de la courbe de dépression, pour la prévention de la sortie de l'écoulement souterrain au bief aval.

Le système de drainage à deux parties fondamentales : de réception (de prises d'eau) et d'évacuation. (Figure XI. 8)

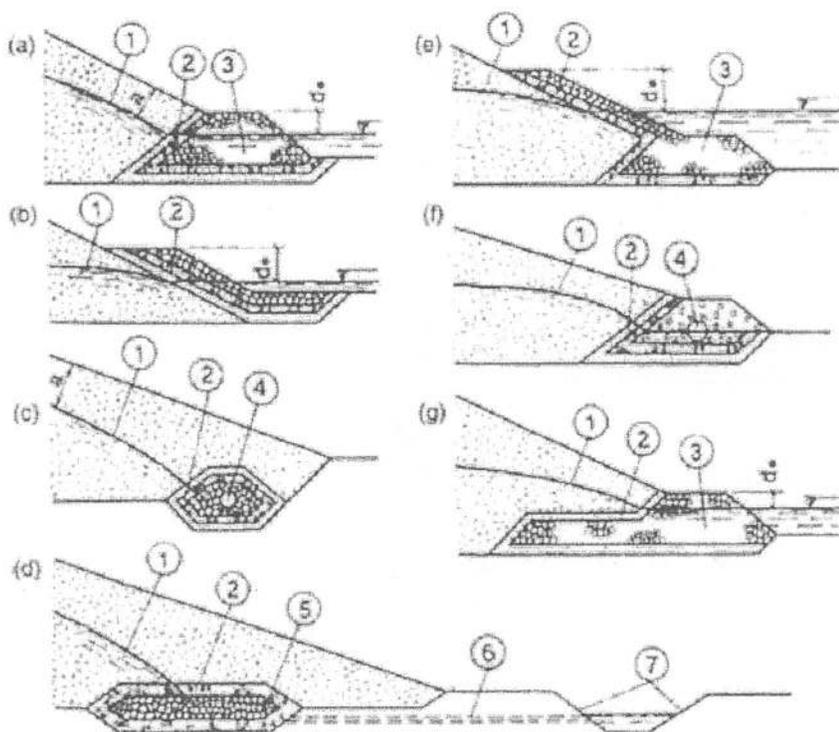


Figure III. 11 : Différents types de drainage d'un barrage en matériaux locaux

Légende :

(a)- Prisme de drainage, (b) drainage retenu (à surface), (c) drainage tubulaire, (d) drainage horizontal à bandes, (e), (f) et (g) drainage combiné (prisme avec drainage à surface) .

Il existe plusieurs variantes de construction de systèmes de drainages :

a)- Prisme de drainage: Il est constitué d'un remblai de pierre. Il est envisagé en cas d'existence du niveau d'eau variable au bief aval. d_0 allant de 0,5 à 1,0 m et $a \geq h_m + h_{cr}$. h_m : étant la hauteur maximale de gel du sol et h_{cr} : hauteur de capillarité.

b)- Drainage à la surface: Il est constitué de couches de filtre inversé sur le talus aval. Cette construction protège le talus aval contre déformation, mais ne baisse pas la ligne phréatique.

c)- Prisme de drainage avec drainage de surface: il est utilisé en cas d'élévation de courte durée du niveau d'eau au bief aval au-dessus de la berme de drainage.

d)- Tapis de drainage: il est représenté par des couches de drainage horizontales, drainant le massif et le sol de fondation de la digue. En réalise le tapis drainage en cas d'absence d'eau au bief aval, où il est facile d'exécuter un tapis de drainage.

e)- Drainage incliné avec tapis de drainage: préconisé en d'apparition des eaux au bief aval.

f)- Prisme de drainage avec tapis de drainage: il est utilisé lorsqu'il faut baisser la ligne phréatique et drainer le sol de fondation.

Les dimensions sont comme suit:

- Hauteur du prisme de drainage $h_d = (0,15 - 0,20) \cdot H_b$ (III.44)

- Largeur en crête du prisme $b_{dr} = (0,5 - 2,0)$ m ou bien $b_{dr} = \left(\frac{1}{3} - \frac{1}{4}\right) h_d$ (III.45)

- Fruit des talus $m_d^I = 1,0 - 1,75$
 $m_d^{II} = 1,5 - 2,5$ (III.46)

Le choix du type de drainage tient compte du type de digue, des conditions géologiques et hydrogéologiques des fondations et des berges, du climat de la région de construction, des conditions de l'exploitation, de l'existence des sols nécessaires au drainage, de l'emplacement du drainage. Le choix judicieux est basé sur la comparaison des avantages et inconvénients de tels ou tels types de drainage en prenant les considérations précitées.

III.6.1- Emplacement des drainages

Le drainage sert à l'abaissement de la courbe de dépression jusqu'à une position à laquelle la distance entre tous les points de la ligne phréatique et le parement aval est égale ou supérieure à la pénétration du gel.

III.6.2- Filtres inversés de drainage

Les gardiens de filtration "J" augmentent au voisinage du drainage et provoquent souvent la déformation du sol de fondation et du drainage. C'est pourquoi on protège les drainages par des filtres inversés, dont la composition de drainage est déterminée d'après les graphiques ci-après:

- d: diamètre du sol protégé;
- D^I: diamètre de la première couche du filtre
- D^{II}: diamètre de la deuxième couche du filtre.

D'après les graphiques on peut établir la possibilité de l'utilisation des mélanges de sols naturels ou prendre la couche de composition granulométrique dont les paramètres se trouvent dans les domaines des caractéristiques admissibles.

III.6.3- Calcul du dispositif de drainage

Du fait de la charge hydraulique à l'amont du barrage, l'eau s'infiltré progressivement dans le massif du barrage et dans ses fondations, bien que le choix des matériaux de construction et d'implantation de l'ouvrage ait été fait de manière à limiter les débits d'infiltration. Il est important donc d'éviter que les résurgences des eaux infiltrées qui nuisent à la stabilité de l'ouvrage par la création de renard ou par destruction partielle du pied aval du barrage.

A cet effet, on doit prévoir à l'intérieur du massif du barrage et éventuellement dans les fondations de celui-ci un dispositif drainant qui interceptera les eaux d'infiltration. Ce dispositif est en général composé de drains et de filtres. Pour le calcul des filtres, on applique le principe de Terzaghi.

a)- Procédé de calcul

Pour une vérification d'utilisation de tel ou tel sol pour la première couche et pour les couches ultérieures du filtre inversé, on peut se baser sur les critères de Terzaghi. Les déformations d'infiltration seront absentes lorsque :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 \quad (III.47)$$

où :

$D_{15}; d_{85}$ respectivement diamètre du sol protégeant et sol à protéger (particules grosses et moins grosses).

b)-Méthodologie de calcul du filtre inversé selon méthode de Terzaghi

1)-Vérification de la nécessité de construire un filtre inversé selon condition de Terzaghi :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 \quad (III.48)$$

D_{15} : diamètre du sol de drain correspondant à 15%.

d_{85} : diamètre du sol protégé correspondant à 85 %

Si : la condition précédente n'est pas vérifiée c'est à dire : $\frac{D_{dr15}}{d_{85}} > 4$ (III.49)

2) On prévoit un filtre inversé. Pour choisir les sols pour la première couche on détermine les diamètres de ces sols correspondants à 15% d'après l'expression :*

$$D_{15} = (3 - 4) d_{85} \quad (III.50)$$

D_{15} : Diamètre de la première couche du filtre inversé à 15 pour 100.

3)-On cherche dans la zone d'emprunt (carrière) les matériaux de granulométrie satisfaisant à la condition précitée.

4)- Ensuite, on vérifie la condition de l'absence du renard (Moiseev et Moiseev, 1977)

$$\frac{D_3^I}{D_{17}^I} = (0,32 + 0,01\eta) \sqrt[5]{\eta} - \frac{\eta}{1-n} \quad (III.51)$$

avec :

$$\eta = D_{60}/D_{10}$$

n: porosité de la première couche du filtre inversé

D_3 et D_{17} :

Epaisseur minimale des couches du filtres inversés est donnée par :

$$t_{\min} \geq (5-7)D_{85} \quad (III.52)$$

Il faut aussi s'assurer de l'absence du renard dans le massif du sol. Dans ce cas on prévoit un revêtement allégé d'un diamètre compris dans une fourchette (20 - 40) mm, pour une épaisseur de quelques centimètres. Il est à noter que l'épaisseur des couches du filtre dépend du mode d'exécution des travaux

1/- Pour des filtres édifiés à la main : $t_{\min} < 10$ cm

2/- Pour des filtres édifiés à la machine : $t_{\min} < 20$ cm

3/- Pour des Filtres édifiés par remblayage à eau : $t_{\min} < 75$ cm, pour une couche et à deux couches : $t_{\min} < 50$ cm

5)- Si la condition de la première couche du filtre n'est pas vérifiée, on améliore le sol, ou on change le sol et on vérifie à nouveau avec le nouveau sol.

6)- Ensuite, on vérifie une condition, relative à l'infiltration dans le filtre :

$$K_1 > (2 + \sqrt[5]{\eta})K \quad (III.53)$$

K : coefficient d'infiltration du sol protégé.

7)- Après avoir vérifié la condition (III.45) et (III.46), on procède à la vérification de la condition d'absence de déformation d'infiltration :

$$\frac{D_{15}^I}{d_{85}} < 4 \quad (III.54)$$

Si cette condition n'est pas vérifiée on choisit un autre sol et on vérifie l'opportunité de la mise en place d'une deuxième couche de filtre inversé.

Si cette condition n'est pas encore vérifiée il y a lieu de trouver une deuxième couche.

Dans ce cas, on procède aux mêmes calculs que pour la première couche du filtre inversé ayant en considération que le sol protégé dans ce cas est celui de la première couche du filtre et le sol protégeant est celui de la deuxième couche.

L'infiltration dans le massif de la digue se comporte comme un écoulement d'un fluide incompressible, de mouvement plan permanent dans un milieu homogène, obéissant à la loi de darcy, c'est-à-dire en régime permanent laminaire. Les résultats des travaux de Casagrande (1937), ont

montré qu'une de ces paraboles qui passe par le point B₂ tel que la distance BB₂ = $\frac{3}{10} s$

s : projection horizontale de la portion amont du massif en contact avec l'eau de la retenue.

$$y = h \text{ et } x = d$$

d : étant distance du foyer A au point B (dans notre cas : d = b - 0,70 s).

b : largeur de base du massif

d'où :

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \quad (IV.2)$$

y₀ : étant la différence entre la distance AB₂ et sa projection horizontale.

Pour d = 0, l'équation précédente donne l'ordonnée de la parabole au foyer « A » : cette ordonnée a pour valeur y₀

Le point « C₀ » de la parabole avec la face aval, traduit en coordonnées polaire ; l'origine étant au foyer « A » par la relation :

$$\rho = \frac{y_0}{1 - \cos \theta} \quad (IV.3)$$

avec :

ρ : rayon polaire ;

θ : angle polaire avec l'axe de la parabole.

Soit a = AC avec C, point d'intersection de la ligne de saturation avec le talus aval.

$$\Delta a = C_0 C \quad (IV.4)$$

α : angle du talus avec l'horizontale, nous aurons alors, un système d'équation :

$$\begin{cases} \rho = a + \Delta a \\ \theta = \alpha \end{cases} \quad (IV.5)$$

Nous aurons alors :

$$a + \Delta a = \frac{y_0}{1 - \cos \alpha} \quad (IV.6)$$

Selon Casagrande (1937), l'angle est fonction du rapport $\frac{\Delta a}{a + \Delta a}$.

Or pour :

$$* \alpha = 180^\circ \implies \Delta a = 0$$

$$* \alpha < 30^\circ \implies a = \sqrt{h^2 + d^2} - \sqrt{d^2 - h^2 \cot^2 \alpha}$$

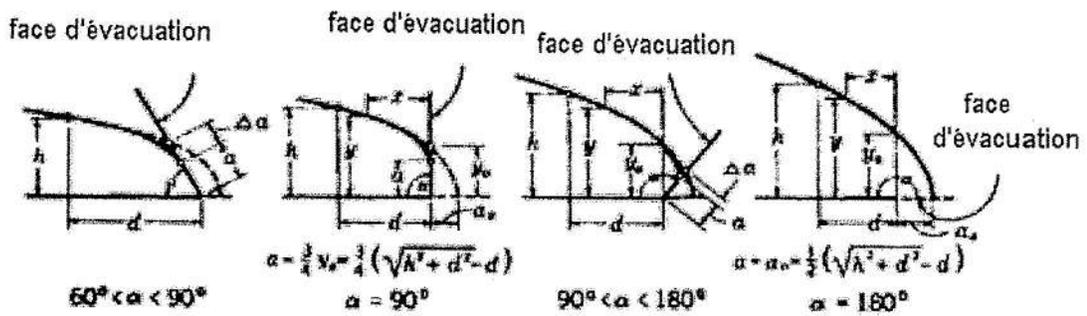
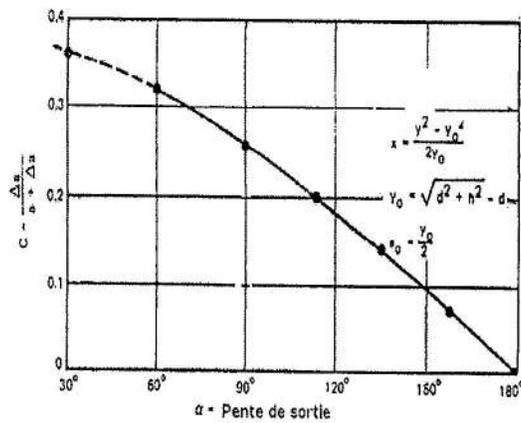


Figure IV.3 : Caractéristique de la ligne de saturation déterminée à partir du rapport

$$\frac{\Delta a}{a + \Delta a} = f(\alpha), \text{ d'après Casagrande (1937).}$$

IV.2. MODELES DE CALCULS DE LA LIGNE DE SATURATION

Pour un angle $\alpha < 30^\circ$, Schaffernak et Van-Iterson (1917), propose une solution qui consiste en la détermination du point d'interception de la parabole de Kozeny (1931) avec le talus aval, c'est le point de résurgence (figure IV.3).

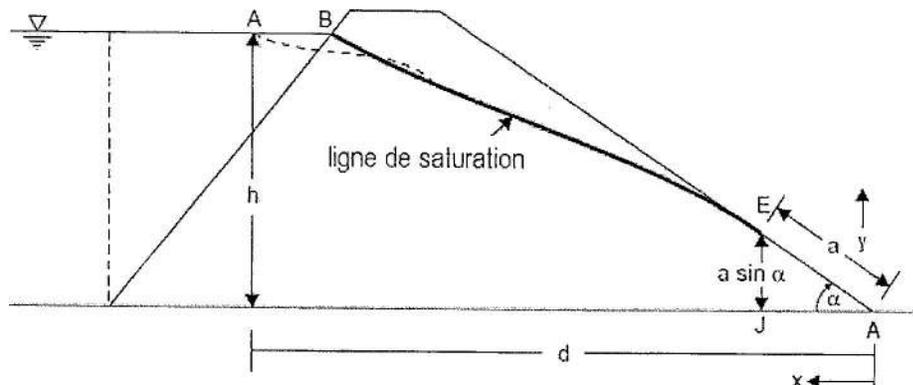


Figure IV.3 : Caractéristique de la ligne de saturation par Schaffernak et Van Iterson (1917)

Le débit unitaire est égal à : $q = k \cdot \frac{dy}{dx} y$ avec $\frac{dy}{dx} = \tan \alpha$ et $y = a \sin \alpha$ et nous savons aussi que :

$$k \cdot \frac{dy}{dx} y \cdot dx = k a \sin \alpha \tan \alpha dx \quad \text{or} \quad a \sin \alpha \cdot \tan \alpha dx = y \cdot dy \quad \text{et par intégration aux frontières}$$

$x=d$ à $x = a \cos \alpha$ et pour $y=h$ à $y = a \sin \alpha$ nous aurons alors :

$$a \sin \alpha \tan \alpha \int_d^{a \cos \alpha} dx = \int_h^{a \sin \alpha} y dy \Leftrightarrow a \sin \alpha - \tan \alpha (a \cos \alpha - d) = \frac{a^2 \sin^2 \alpha - h^2}{2}$$

Ce qui permet d'obtenir :

$$a = \frac{d}{\cos \alpha} - \sqrt{\frac{d^2}{\cos^2 \alpha} - \frac{h^2}{\sin^2 \alpha}} \quad (IV.7)$$

Le tableau ci-dessous résume les différentes méthodes et l'estimation du débit unitaire.

Tableau IV.1: Récapitulatif des différentes méthodes de calculs de la ligne de saturation (Venkatramiah, 2006).

ANGLE DU TALUS (α)	METHODE DE CALCUL	EQUATIONS UTILISEES
$< 30^\circ$	Schaffernak-Van Iterson (1917)	$a = \frac{d}{\cos \alpha} - \sqrt{\frac{d^2}{\cos^2 \alpha} - \frac{h^2}{\sin^2 \alpha}}$; où : $q = k \cdot a \sin \alpha \cdot \tan \alpha$
$\leq 90^\circ$	K.A Casagrande (1940)	$a = s_0 - \sqrt{s_0^2 - \frac{h^2}{\sin^2 \alpha}}$ avec pour $\alpha < 60^\circ$ $s_0 = \sqrt{d^2 + h^2}$ $q = k \cdot y_0 = k \cdot a \sin^2 \alpha$.
180°	Kozeny (1931)	$a_0 = \frac{y_0}{2} = \frac{1}{2} [\sqrt{h^2 + d^2} - d]$ $q = 2k \cdot a_0 = K \cdot y_0$
$30 \leq \alpha < 180$	K.A Casagrande (1937)	Utilisation de l'abaque $\frac{\Delta a}{a + \Delta a} = f(\alpha)$ où : $q = a k \sin^2 \alpha$ ou $q = k y_0 = k \cdot [\sqrt{h^2 + d^2} - d]$

Pour une digue mixte ayant un noyau mince central ($\frac{B}{H} < \frac{1}{2}$), le rabattement de la ligne de saturation dans le corps du noyau par rapport à la surface de contact du parement amont peut être exprimé par la relation (figure IV.4) :

$$h_o = \frac{0,65 b}{1 - \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right)} \quad (\text{IV.8})$$

h_o : hauteur de rabattement de la ligne de saturation

α : étant l'angle du talus aval du noyau

b : largeur en crête du noyau

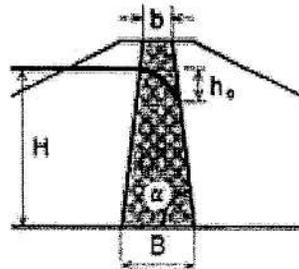


Figure IV.4 : Rabattement de la ligne de saturation dans un noyau mince (Tancev, 2005)

IV.3. CALCUL DU DEBIT DE FUITE

Selon la loi de Darcy, le débit d'infiltration est évalué a :

$$Q = K I A \quad (\text{IV.9})$$

où :

$I = \frac{h}{L}$: gradient hydraulique ;

A : aire soumise à l'infiltration pour une section unitaire : $q = K y \frac{dy}{dx} = K y_o$

Pour une digue homogène sur fondation imperméable.

* pour $30^\circ < \alpha < 180^\circ$:

$$q = K [\sqrt{h^2 + d^2} - d] \quad \text{avec} \quad y_o \ll d \implies q \sim k \frac{h^2}{2d}$$

$$\alpha < 30^\circ \quad q = K a \sin^2 \alpha \quad (\text{IV.10})$$

avec

$$a = \sqrt{h^2 + d^2} - \sqrt{d^2 - h^2 \cotg^2 \alpha} \quad (\text{IV.11})$$

On peut déterminer le débit d'infiltration dans le massif en terre homogène, en se basant toujours sur la loi de Darcy (1856), en utilisant les solutions préconisées par Pavlovsky (1936) permettant de déterminer les paramètres " a_o " et le débit spécifique " q " (Figure IV.5) à travers le corps du remblai :

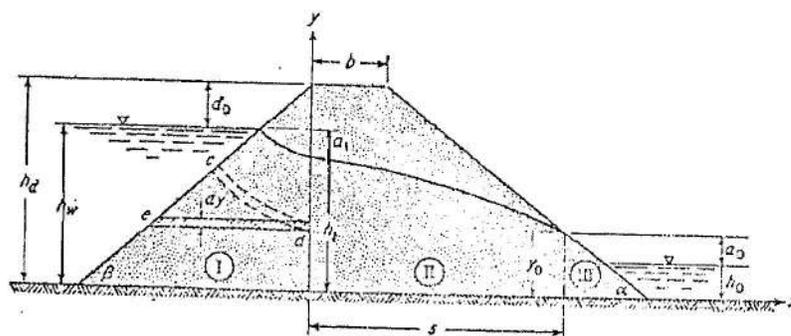


Figure IV.5 : Schéma illustrant la nomenclature selon méthode de Pavlovsky (1936)

A partir de l'équation de conservation de débit on peut écrire que :

$$q_I = q_{II} = q_{III}$$

En zone I :

$$q_I = K \frac{(h_w - h_1)}{\cot \beta} \ln \left(\frac{h_d}{h_d - h_1} \right) \quad (IV.12)$$

En zone II :

$$q_{II} = \frac{K [h_1^2 - (a_0 + h_0)^2]}{2b + 2[h_d - (a_0 + h_0)] \cot \alpha} \quad (IV.13)$$

En zone III :

$$q_{III} = \frac{K a_0}{\cot \alpha} \left[1 + \ln \left(\frac{a_0 + h_0}{a_0} \right) \right] \quad (IV.14)$$

Pour $h_0 = 0$, $q_{III} = \frac{K a_0}{\cot \alpha}$.

En considérant, que les paramètres suivants : α , β , b , h_d , h_w , h_0 et k sont connus et que seulement a_0 , h_1 et le débit spécifique q sont inconnus, et qui seront déterminés par la résolution du système de trois équations énumérées précédemment.

Si on suppose que $h_0 = 0$ (le niveau aval étant nul), nous pouvons résoudre le système d'équation suivant :

$$\begin{cases} q_I = q_{III} \Leftrightarrow a_0 = \frac{\cot \alpha}{\cot \beta} (h_w - h_1) \ln \left(\frac{h_d}{h_d - h_1} \right) \\ q_{II} = q_{III} \Leftrightarrow a_0 = \frac{b}{\cot \alpha} + h_d - \sqrt{\left(\frac{b}{\cot \alpha} + h_d \right)^2 - h_1^2} \end{cases} \quad (IV.15)$$

La résolution du système peut être obtenue graphiquement, à partir de l'intersection des deux courbes $a_0 = f(h_1)$.

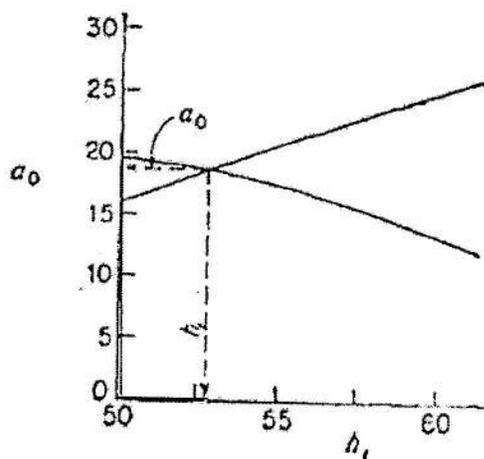


Figure IV.6 : Exemple de résolution d'une digue homogène sur une fondation imperméable par méthode de Pavlovsky (1936).

CHAPITRE V

CALCUL DE STABILITE DES TALUS

V.1 RAPPEL DE LA MECANIQUE DES SOLS

Un barrage en matériaux locaux est un massif étendu, l'étude de la stabilité de ses talus (Aval et amont) et sur sa fondation ne comprend pas de méthode globale permettant de calculer la stabilité d'un tel système sans faire des hypothèses.

Pour arriver à un tel résultat, on doit accorder une forme de glissement à la surface cylindrique, circulaire à axe horizontal, qui apparaît comme un cercle appelé cercle de glissement dans une coupe verticale de la digue.

$$\tau = c + \bar{\sigma}_n \operatorname{tg} \varphi \quad (\text{V.1})$$

avec

τ : Résistance au cisaillement

φ : Angle de frottement.

c : Cohésion.

$\bar{\sigma}_n$: Contrainte normale effective ;

σ_n : Contrainte normale égale au rapport N sur une largeur de l'élément parallèle à la surface de glissement.

$$\bar{\sigma}_n = \sigma_n - u \quad (\text{V.2})$$

Si on considère un talus incliné d'un angle β constitué d'un remblai de matériaux pulvérulents (figure V.1). Une particule du sol est soumise aux sollicitations suivantes : le poids W suivant ses deux composantes :

Normale $N = W \cos \beta$

Tangentielle $T = W \sin \beta$

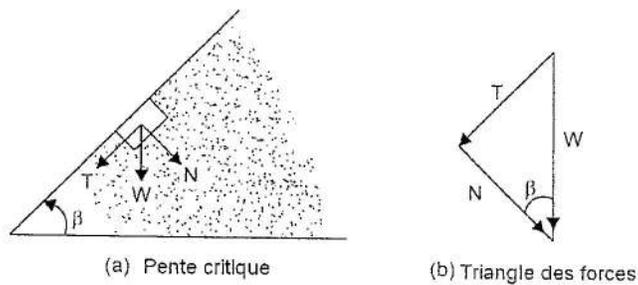


Figure V.1: Schéma illustrant le principe de stabilité

V.2 DEFINITION

On définit le facteur de sécurité par la relation suivante :

$$F = \frac{\text{Forces résistantes}}{\text{Forces tangentielles}} = \frac{W \cdot \cos \beta \cdot \tan \varphi}{W \cdot \sin \beta} = \frac{\tan \varphi}{\tan \beta} \quad (\text{V.3})$$

Pour le cas limite ($F=1$), nous aurons : $\tan \varphi = \tan \beta \Leftrightarrow \varphi = \beta$

Au début du 20^{ème} siècle, plusieurs méthodes ont été développées pour le calcul de la stabilité d'un talus. En 1921, fut la découverte de la méthode des tranches dite méthode suédoise, confirmé par W.Fellenius (1927), puis améliorée en 1936 pour calculer la stabilité d'un talus pour la détermination du cercle critique. Par la suite Bishop (1955), Bishop-Morgenstern (1960) Morgenstern-Price (1965), Spencer (1967), Janbu (1968) et de l'*U.S. Army Corps of Engineers* (1970) ont donné des méthodes plus avancées de calcul suivant la nature des hypothèses de calculs sur les tranches du massif et sur la pression inertielle.

La vérification de la stabilité doit s'effectuer dans les situations suivantes :

- En fin de construction (talus amont et talus aval)
- En fonctionnement normal (talus aval)
- En Vidange rapide (talus amont)

V.3 Hypothèses de calcul par la méthode des tranches

Par définition, le coefficient F de sécurité au glissement est le rapport entre le moment cumulé des forces résistantes et celui des forces motrices. Le cercle qui conduit au coefficient minimal est le cercle critique. Il conduit au coefficient de sécurité du talus (Figure V.2).

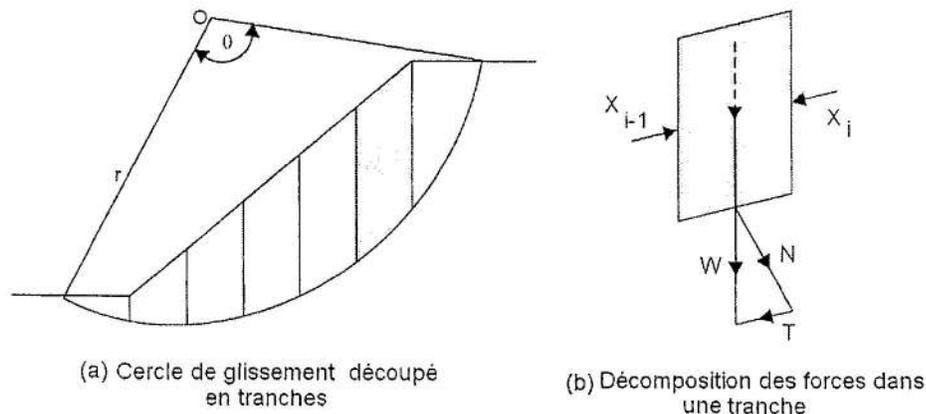


Figure V.2 : Définition du cercle de glissement par la méthode des tranches.

Pour un remblai à construire, le calcul doit être mené d'une part à court terme : caractéristiques du sol c_u et φ_u qui sont obtenues à partir de l'essai triaxial non consolidé non drainé (UU) interprété en contraintes totales. Et d'autre part, à long terme : caractéristiques c' et φ' obtenues à partir de l'essai consolidé, drainé (CD) ou de l'essai consolidé, non drainé (CU) interprété en contraintes effectives.

Néanmoins, le bon choix des paramètres géotechniques de calcul est fondamental pour plus de précision des calculs. La méthode des tranches remplace la surface réelle de rupture complexe par une ligne circulaire.

Le principe de la méthode est fondé sur les hypothèses suivantes :

- la rupture se produit d'un coup sur la surface unique de glissement
- la résistance au cisaillement du sol est entièrement utilisée sur toute la surface de rupture
- les courbes de glissements sont des arcs de cercles
- le mouvement de la surface de terre est assimilé a une rotation autour du centre de cercle de glissement.
- le coefficient de sécurité sera le rapport des mouvements par rapport au centre des cercles, des forces stabilisatrices et des forces déstabilisatrices.
- les interactions entre les tranches sont équilibrées verticalement et horizontalement.

V.3 PRINCIPE DE LA METHODE DES TRANCHES

V.3.1- Méthode de Fellenius (1936)

Selon Fellenius (1936), il faut effectuer le bilan des forces pour une tranche (i) du cercle de glissement "le plus critique", qui comprend les sollicitations suivantes :

- Poids de la tranche W_i : qui comprend le sol et de l'eau en présence de la ligne phréatique).
- Les forces de réaction du sol de composante tangentielle T_i et normale N_i
- Les pressions interstitielles
- Les forces latérales d'interaction inter-tranche X_{i-1} et X_i , sont négligeables (Figure V3).

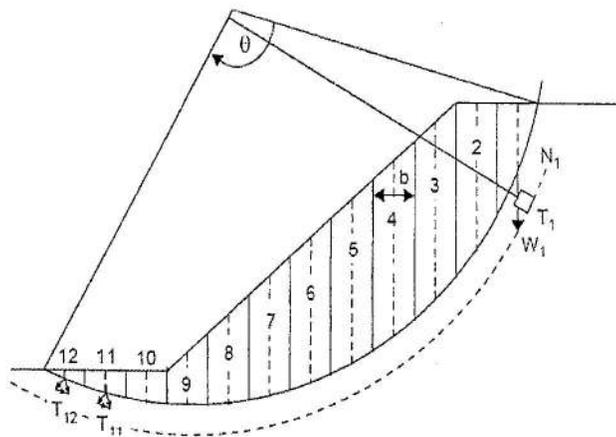


Figure V.3 : Principe de découpage des tranches d'un cercle de glissement

Soit l_i , la portion de cercle de glissement interceptée par la tranche d'ordre(i) que nous considérons.

La résolution analytique des équations est fastidieuse, il est alors préférable de prendre des hypothèses simplificatrices concernant les efforts inter-tranches.

Fellenius (1936) propose que $X_{i-1} = X_i$ par contre Bishop, considère que seulement la résultante des projection sur la verticale des forces inter tranches est nulle. Dans la méthode de Fellenius (1936), l'effort normal résultant de l'action d'une tranche i se ramène à la composante normale de poids W_i à laquelle il faut tenir compte de la pression interstitielle.

a)- Poids Propre de la tranche

$$W_i = b \sum (\gamma_i h_i) \quad (V.4)$$

W_i : poids propre de la tranche

b : largeur d'une tranche ($b=0,1R$)

h_i : hauteurs des tranches

γ_i : densité du massif correspondant (en dessous, au-dessus de la ligne phréatique et des fondations).

Le poids volumique du sol d'humidité naturelle est déterminé selon l'expression suivante :

$$\gamma_{sh} = (1-n) \gamma_{sp} (1+W) \quad (V.5)$$

γ_{sp} : poids volumique spécifique du sol

W : teneur en eau en fraction de l'unité.

Le poids volumique du sol saturé est égal :

$$\gamma_{s,s} = (1-n)(\gamma_{sp} + \gamma_w) \quad (V.6)$$

où :

n : porosité du sol en fraction de l'unité

γ_w : poids volumique de l'eau

Dans le cas d'une vidange rapide on utilise le poids d'une tranche à poids volumique déjaugé :

$$\gamma' = (\gamma_{s,s} - 1) \quad (V.7)$$

Le poids " W_i " étant une force qui présente deux composantes :

$$N_n = W_i \cos \alpha = b \gamma_s \sum h_i \cos \alpha \quad \text{et} \quad T_n = W_i \sin \alpha = b \gamma_s \sum h_i \sin \alpha \quad (V.8)$$

N_n : composante normale stabilisatrice.

T_n : composante tangentielle déstabilisatrice au cercle de glissement.

avec :

$$\sin \alpha = \frac{\text{Numéro d'ordre de la section}}{\text{nombre totale des tranches}} \quad \text{et} \quad \cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha} \quad (V.9)$$

b)- Pression interstitielle :

$$\text{où : } u_i = \gamma_w h d_l \quad (V.10)$$

d_l : représente la longueur de l'arc délimitant la base de la tanche.

c)- Force de cohésion :

$$F_c = C \cdot d_l \quad (V.11)$$

$$d_l = \frac{2 \pi R \beta_i b}{360^\circ \cos \alpha} \quad (V.12)$$

β_i : angle au centre des tronçons de la courbe de glissement
 C : cohésion du sol considéré.

d – Forces de frottement :

$$F_f = (N_n - u_i \cdot d_l) \text{tg} \varphi = (W_i \cos \alpha - u_i d_l) \text{tg} \varphi \quad (V.13)$$

φ : angle de frottement interne qui dépend de la nature du sol et de la disposition de la surface de glissement par rapport à la ligne phréatique

e- Force sismique :

$$T'_n = a W_i \quad (V.14)$$

A : accélération horizontale, souvent comprise entre 0 et 0,25 g.

L'équilibre limite global en termes de moments résultant par rapport au centre O du cercle de rupture de R :

$$\left(\sum M^{i/O}_{\text{stabilisant}} \right) = \left(\sum M^{i/O}_{\text{moteur}} \right) \Leftrightarrow R \cdot \sum T = R \cdot \sum [(N - u \cdot d_l) + c \cdot d_l]$$

Le coefficient de sécurité sera calculé pour les différents types de fonctionnement de la retenue.

Cas de retenue pleine

$$\text{Sans séisme : } F_s = \frac{[\sum (W_i \cos \alpha - u_i d_l) \text{tg} \varphi + \sum C d_l]}{\sum W_i \sin \alpha} \geq F_{\text{adm}} \quad (V.15)$$

$$\text{Avec séisme : } F_s = \frac{\sum [(W_i \cos \alpha_i - u_i d_l) \text{tg} \varphi + C_i d_l]}{\sum [(1/R) W_i a \text{dn}_i + W_i \sin \alpha_i]} \geq F_{\text{adm}} \quad (V.16)$$

d_{hi} : distance entre centre de gravité de la tranche et le centre de glissement du cercle de glissement

CAS de vidange rapide

Sans séisme :
$$F_s = \frac{\sum [(W_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi + C_i d_{li})]}{\sum W_i \sin \alpha_i} \geq F_{adm} \quad (V.17)$$

Avec séisme :
$$F_s = \frac{\sum [(W_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i + C_i d_{li})]}{\sum [W_i \sin \alpha_i + (1/R) W_i a_{dij}]} \geq F_{adm} \quad (V.18)$$

Dans le cas où les recharges sont en gravier (sol pulvérulents) $C \approx 0 \Rightarrow C_i d_{li} = 0$

Tableau n°3: Coefficients de stabilité admissibles en fonction de la classe de l'ouvrage et des combinaisons de charges

Combinaisons de Charges	Valeurs des coefficients admissibles			
	I	II	III	IV
Permanentes	1,30-1,20	1,2-1,15	1,15-1,10	1,10-1,05
Particulières	1,1-1,05	1,10-1,05	1,05	1,05

V.4 DETERMINATION DE LA ZONE DES CERCLES CRITIQUES DE GLISSEMENT

Pour un talus à remblai ayant un angle de frottement et une cohésion, Fondéev recommande de disposer les centres de glissements dans une zone déterminée. Il s'agit de disposer les centres de courbes de glissement "o" dans la zone limite définie par MZZ1M1 (figure V.4) dont la construction est fonction des fruits de talus de la digue conformément aux valeurs du tableau ci dessous :

Tableau n°4 : Valeurs des coefficients k_1 et k_2 pour le choix de la zone des cercles de glissement

Fruit du talus m	1	2	3	4	5	6
$\frac{BM}{H_b} = k_1$	0,75	0,75	1,00	1,50	2,20	3,00
$\frac{BZ}{H_b} = k_2$	1,50	1,75	2,30	3,75	4,80	5,50

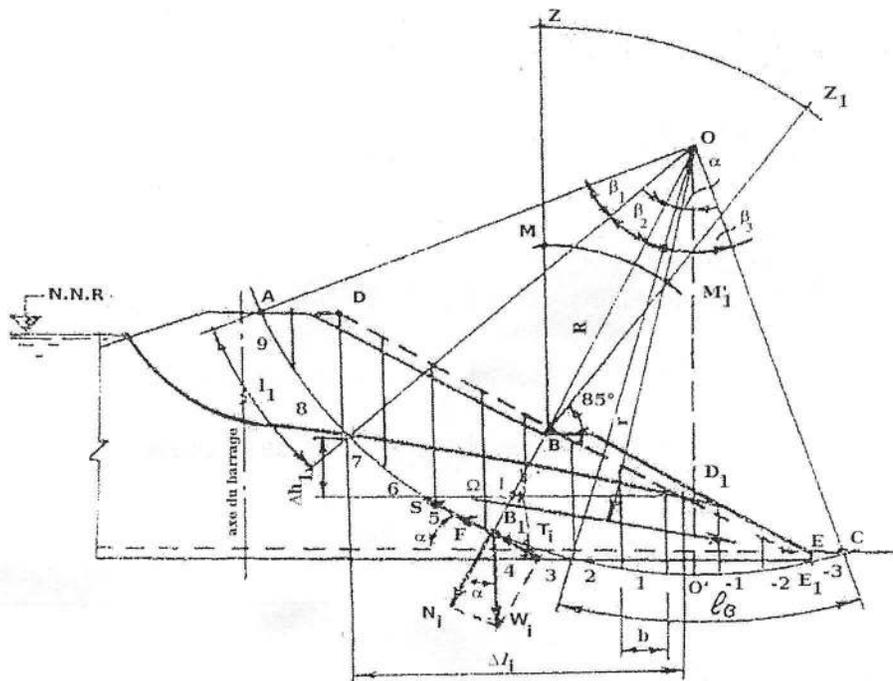


Figure V. 4 : Schéma illustrant le principe de la méthode des tranches en application de la méthode de Fondeev.

La méthodologie du tracé et de détermination du centre du cercle critique est effectuée comme suit :

- 1- Tracer le profil en travers suivant une échelle, On peut se limiter au tracé du talus seul.
- 2- Tracer deux lignes au milieu (point B) du talus moyen où :
 - la première ligne est verticale
 - la seconde ligne avec un angle de 85° par rapport à la ligne du talus,
- 3- Suivant les valeurs du tableau ci-dessus on détermine les rayons $BM=k_1H_b$ et $BZ=k_2H_b$ et former une zone MZZ_1M_1 par ZM et Z_1M_1 en prenant comme centre le point B.
- 4- Disposer dans cette zone les centres de glissement de façon à ce que les courbes de glissement se trouvent dans les limites du talus aval, c'est-à-dire entre l'axe longitudinal de la digue et la surface du terrain à côté du talus aval, En indiquant le centre de glissement "O" on trace la courbe circulaire AC de rayon R,
- 5- on partage la zone limitée par courbe de glissement et le contour de la digue en tranches verticales d'épaisseur $b=0,1R$.
- 6- En désignant les tranches portant les numéros négatifs et positifs à gauche et à droite de la référence 0,
- 7- Composer l'équation des efforts agissant sur la partie partagée par rapport au centre de glissement "O".

V.4.1 Méthode de Janbu (1968)

C'est une méthode qui admet des hypothèses identiques à ceux de la méthode Bishop. Il s'agit d'introduire une correction à partir d'une formulation empirique que coefficient de sécurité obtenue par Bishop.

Du fait que cette méthode tient compte de la difficulté d'analyse d'une surface de rupture au glissement non circulaire du fait que la méthode d'équilibre de moment utilisée pour des surfaces circulaires n'est plus la plus appropriée (en raison des difficultés de trouver un point unique par lequel agissent les composantes des forces principales).

La relation est itérative dont la première valeur est déterminée par celle de Bishop et qui s'écrit alors :

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n [C_i + [(W_i \cos \alpha_i + \Delta X) - u_i] \operatorname{tg} \phi_i]}{\sum_{i=1}^n W_i \operatorname{tg} \alpha_i} \cdot \frac{1}{\cos^2 \alpha_i \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i}{F}\right)} \quad (\text{V.20})$$

Ensuite une correction est portée à la valeur trouvée précédemment par l'introduction de la valeur de λ (figure V.6)

$$F_{\text{Corrigé}} = \lambda \cdot F_{\text{Calculé}} \quad (\text{V.21})$$

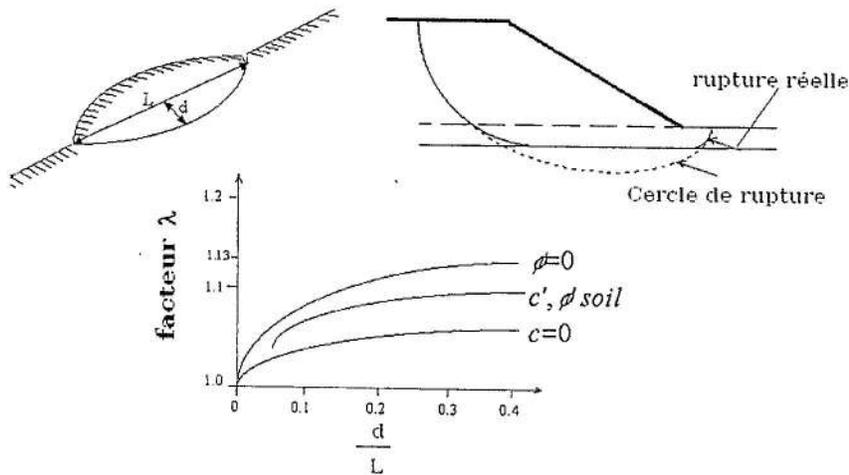


Figure V.6 : Coefficient de correction selon la méthode Janbu (1968).

CHAPITRE VI

ÉVACUATEURS DE CRUE ET OUVRAGES DE RESTITUTION

Introduction

Un barrage est toujours accompagné d'ouvrages annexes qui comprennent l'évacuateur de crues, l'ouvrage de vidange et la prise d'eau. Cependant, l'usine (centrale) hydroélectrique éventuellement peut être séparée ou intégrée au corps du barrage. En outre, l'exécution des fondations du barrage nécessite, par des moyens très divers, l'assèchement du site par une dérivation provisoire du lit du cours d'eau, en totalité ou par parties successives ou sur son emprise.

Ces dispositifs peuvent être soit complètement séparés du corps du barrage, grâce à des tranchées ou des galeries souterraines le contournant, soit y être incorporés. Ce sont exclusivement les dispositions adoptées dans ce dernier cas qui vont être examinées. Les ouvrages visés relèvent : de considérations d'hydraulique appliquée, de procédés généraux de construction ou sur des critères d'équipements hydromécaniques mécaniques tels que les vannes.

On peut, moyennant certaines précautions, réaliser des galeries ou des conduites métalliques dans les remblais ; et on peut envisager dans certains cas la possibilité de placer des ouvrages déversants sur des barrages en remblai dur ou type béton compacté au rouleau BCR. Mais il est plus commode d'incorporer facilement des ouvrages annexes pour des barrages en béton.

Dans la conception des évacuateurs de crues et ouvrages de vidange, en plus de la gouvernance de l'eau, il est primordial de tenir compte des autres éléments qui ont une influence sur le dimensionnement et commodités des ouvrages durant l'exploitation. La quantité d'eau maximale à évacuer par l'intermédiaire des ouvrages d'évacuations est déterminée en fonction de la taille ou la classe de l'ouvrage.

Selon plan pratique il est accepté de dimensionner des déversoirs pour des grands barrages pour évacuer les eaux de crues avec une probabilité d'occurrence égale à 0,01 pour des barrages en remblai et de 0,1% pour les barrages en béton.

VI.1. Critères de choix d'un évacuateur de crue

Les critères intervenant dans le choix de l'évacuateur de crue sont les suivants :

- a) La qualité des prévisions de crues,
- b) La sismicité de la zone de l'aménagement et la fiabilité de l'exploitation,
- c) La durée et degrés d'utilisation
- d) Les conditions topographiques et géologiques particulières du site aménagé,
- e) Le type de barrage,
- f) Les conditions d'exploitation

VI.1.1 Qualité des prévisions de crue

La capacité d'évacuation sous le niveau maximal dans le réservoir est déterminée à partir de l'étude de la crue de projet entrant dans le réservoir, et qui joue un rôle prépondérant.

L'évacuateur de surface dont le débit reste contrôlé par le seuil d'entrée pour tous les niveaux au-dessus du niveau normal de retenue répond mieux à cette condition que les évacuateurs en charge, en raison de la puissance de la charge d'évacuation $3/2$ au lieu $1/2$ pour un évacuateur en charge (CIGB, 1987).

VI.1.2 Séismicité de la zone de l'aménagement et la fiabilité de l'exploitation

Le degré de séismicité de la zone d'aménagement et les incertitudes que peuvent engendrer la qualité d'exploitation des vannes et équipements hydromécaniques jouent une grande influence sur le choix d'un évacuateur vanné ou non vanné.

VI.1.3 Durée et degrés d'utilisation

Les durées et degrés d'utilisation de l'évacuateur restent un facteur essentiel dans le problème de la dissipation d'énergie et par conséquent dans l'adoption d'un parti pour la restitution. C'est-à-dire le choix entre un bassin dissipation pour contenir l'énergie du ressaut hydraulique ou bien la mise en œuvre d'une cuillère de lancement (saut de ski) dans une fosse d'amortissement naturelle ou artificielle avec ou sans protection.

VI.1.4 Conditions topographiques et géologiques particulières du site aménagé.

Ces conditions représentent aussi un facteur de choix important, indissociable bien souvent de l'un ou l'autre des facteurs précédents. Un site peut être naturellement favorable à un évacuateur de surface non vanné en des possibilités d'offrir un seuil très long et un coursier relativement court au prix minimum d'excavation.

VI.1.5 Type de barrage

Le type de barrage constitue un facteur important dans le type d'évacuateur de crue, notamment un barrage en béton qui offre la possibilité d'incorporer la partie d'évacuation dans le barrage ce qui procure une économie substantielle.

Les barrages en remblai nécessitent des évacuateurs séparés pour lesquels la réorientation du courant d'eau à l'aval pose parfois un problème. Toutefois, la réalisation d'un évacuateur de crue sur un remblai souvent pose problème notamment des batardeaux pour la dérivation provisoire des cours d'eau ou des lames déversantes relativement mince pour des barrages à faible hauteur.

Dans ce contexte, des travaux de recherche sont en cours visant à améliorer la fiabilité de cette variante en raison des économies que peut engendrer cette solution.

VI.1.6 Conditions d'exploitation

Le futur propriétaire du barrage peut ne pas posséder l'expérience de l'exploitation des ouvrages évacuateurs et le concepteur doit prendre en compte la formation et l'information du futur exploitant dans le domaine des évacuateurs de crue ainsi qu'en matière de sécurité et de gestion des ouvrages.

VI.2. DIFFERENTS TYPES D'EVACUATEURS DE CRUE

Un évacuateur de crues est destiné à permettre le passage des débits de crue au droit d'un barrage, sans que cet ouvrage ou ses fondations risquent d'être endommagés par la submersion notamment pour le cas des barrages en remblai et sans que le plan d'eau dépasse le niveau de retenue exceptionnelle.

Généralement l'ouvrage évacuateur comprend les organes suivants :

- Un ouvrage de tête assurant le guidage ou l'entonnement du débit
- Un canal à ciel ouvert ou en galerie dans lequel le débit s'écoule de l'amont vers l'aval. Cette règle ne concerne pas les barrages voutes en raison de l'écoulement directe de l'eau vers l'aval.

Les évacuateurs de crues peuvent être classés suivant les différents points énumérés ci-après:

- régime d'écoulement du débit évacué : on distingue les évacuateurs à écoulement libre ou à écoulement en charge.
- emplacement respectifs de l'évacuateur et du barrage : on distingue, dans ce contexte des évacuateurs intégrés dans le corps du barrage (barrages en béton) et évacuateurs séparés (barrages en remblais)
- mode de réglage du débit : on distingue les évacuateurs avec vannes de réglages ou les ouvrages sans organes de réglages (barrages crête déversante, siphons non partialisés)

VI.2.1 Evacuateurs à écoulement libre

Un évacuateur à écoulement libre ou à surface libre comprend trois en parties principales :

- un déversoir à seuil épais libre; ou éventuellement munis de vannes de réglage placées à l'amont,
- un canal à l'air libre (appelé coursier) placées à l'amont
- un ouvrage dissipateur d'énergie à la fin du coursier.

Le débit passant à travers le déversoir à seuil épais de longueur b et de charge de déversement H_0 est égal à :

$$Q = m b H_0 \sqrt{2gH_0} \quad (\text{VI.1})$$

où

m : coefficient de débit (de contraction) dépend de la forme du seuil et du tracé des parois latérales du déversoir et de profondeur de pelle, ses valeurs sont comprises entre 0,45 à 0,5.

Pour un profil type Creager ou de Scimemi, le coefficient de débit est égal à 0,49. Le profil du déversoir doit obéir aux critères suivants

- La lame déversante doit, en chacun de ses points, exercer sur le seuil une pression supérieure à la pression atmosphérique, pour que la lame ne risque pas de se décoller ; en effet dans de telle situation, il se produit des vibrations (décollements et recollements de la lame) dangereuses pour sa stabilité et la conservation de l'ouvrage.
- La pression sur le seuil doit être la plus faible que possible, de façon que la vitesse de la lame d'eau soit la plus élevée que possible et par suite, le coefficient de débit m est plus grand que possible.

Dans ce cas, ses conditions exigent un tracé des profils de déversoir qui empiète vers le haut sur le profil de la face inférieure d'une lame passant un déversoir à lame mince. Les profils répondant aux conditions précitées ont été formulés par Creager et Scimemi dont les équations rapportées à des axes de coordonnées SXY :

$$\text{Profil Creager : } y = 0,47 \frac{x^{1,80}}{H_0^{0,80}} \quad (\text{VI.2})$$

$$\text{Profil Scimemi: } y = 0,50 \frac{x^{1,85}}{H_0^{0,80}} \quad (\text{VI.3})$$

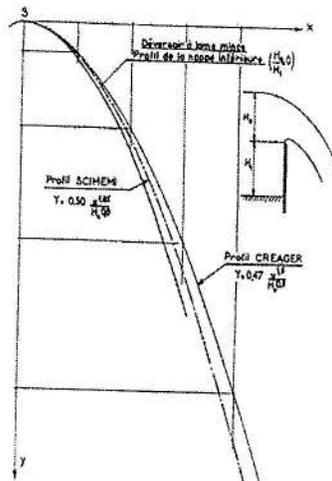


Figure VI.1 : Profils Creager et Scimemi

VI.2.2 Eléments d'un évacuateur de crue à surface libre

Indépendamment de l'entonnement, un évacuateur de crue est composé essentiellement des éléments suivants (figure VI.2) :

- Canal d'approche
- Déversoir
- Chenal d'écoulement
- Coursier

- e) Ouvrage dissipateur ou ouvrage de restitution : bassin à ressaut, bec déviateur ou bien cuvette submergée

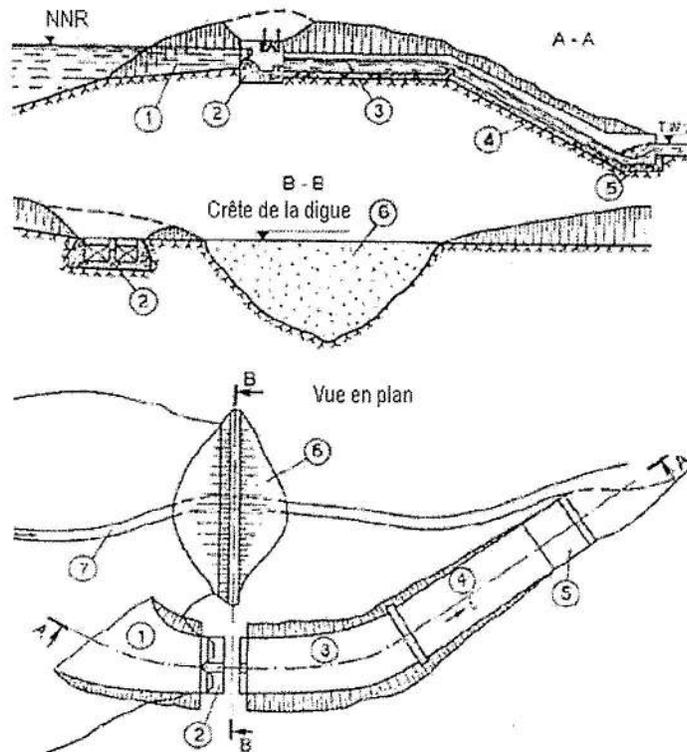


Figure VI.2 : Structure d'un évacuateur à écoulement à surface libre surface
(D'après Grishin *et al*, 1979 , modifié)

LEGENDE :

- 1 : canal d'approche ; 2 : déversoir ; 3 : chenal d'écoulement ; 4 : coursier 5 : partie terminal (ouvrage de restitution) ; 6 : digue en enrochement ; 7 : lit du cours d'eau (rivière)

IV.2.2.1 Canal d'approche

Il précède le déversoir, Le chenal d'accès est un canal artificiel conduisant le flux depuis le réservoir vers le déversoir. La longueur et la disposition du canal doivent être de nature à entraîner une perte minimum de pertes de charge. Deuxièmement, le flux se approche du déversoir doit être distribué de manière uniforme que possible. Les vitesses d'écoulement doivent être faibles ne dépassant pas généralement la valeur de 3m/s.

IV.2.2.2 Déversoir

On peut essentiellement regrouper selon géométrie les déversoirs en : linéaires, circulaires (puits et tulipes) et en labyrinthes. Le débit d'un déversoir linéaire est contrôlé par l'équation (VI.1), suivant la nature du seuil : à crête arrondie, crête vive, à crête normale (profil Craeger ou Scimeni). Le déversement peut être à entonnement frontale ou latérale suivant les considérations topographiques et hydrauliques (figure IV.3)

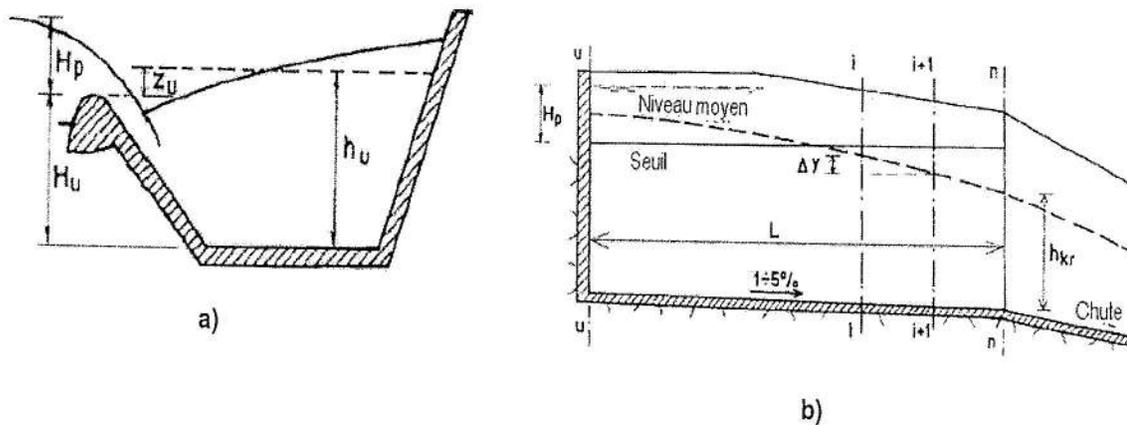


Figure VI.3 : Différentes coupes d'un déversoir latéral (Tancev, 2005).

a) Coupe transversale b) Coupe longitudinale selon l'axe du canal

Le dimensionnement hydraulique du canal latéral du déversoir peut être effectué au moyen de l'expression de calcul des pertes de charge dans une section entre les sections i et $i + 1$ représentée en figure VI.3 (USBR, 1977)

$$\Delta y = \frac{Q_i(V_i + V_{i+1})}{g(Q_i + Q_{i+1})} \left[(V_{i+1} - V_i) + \frac{V_{i+1}(Q_{i+1} - Q_i)}{Q_i} \right] \quad (VI.4)$$

avec

Δy : différence entre les niveaux d'eau moyens dans deux sections adjacentes i et $i + 1$;

V_i et V_{i+1} : vitesses de circulation respectivement dans les sections i et $i + 1$

Q_i et Q_{i+1} : débits correspondants

Afin de garantir la non-submersion au niveau de la section amont UU_i (figure VI.3.b), la condition suivante doit être respectée comme suit :

$$z_u = \frac{1}{2} H_p \quad (VI.5)$$

Afin d'assurer un flux constant le long du canal, sans influence inacceptable des eaux latéralement prélevées, il est nécessaire que dans chaque section, et en particulier à l'extrémité aval, une condition doive être respectivement vérifiée :

$$\varphi = \frac{q H}{\sqrt{g \cdot A \cdot h^3}} < 0,15 \quad (VI.6)$$

où

h : la profondeur moyenne de l'eau dans la section transversale;

A : la section transversale égale : $A = b \times h + \frac{1}{2}h^2 (m_1 + m_2)$

L'exhaussement du niveau d'eau est donné par :

$$\Delta h = \frac{q H}{\sqrt{g.A.h}} \quad (\text{VI.7})$$

Alors certains changements sont mis en œuvre, dans laquelle les variations de H_p , H_u et b sont possibles. En outre, de la solution économique qui dépend du rapport des paramètres H et b .

Le déversoir circulaire (tulipe ou puits) est caractérisé pour l'évacuation de grand débit pouvant atteindre plus 6000 m³/s. Solution favorable pour des fondations rocheuses.

Le déversoir se prolonge par un puits qui peut être vertical ou incliné avec une entrée d'air afin d'éviter la cavitation, l'écoulement se prolonge dans une galerie qui termine par l'ouvrage de restitution (figure VI.4)

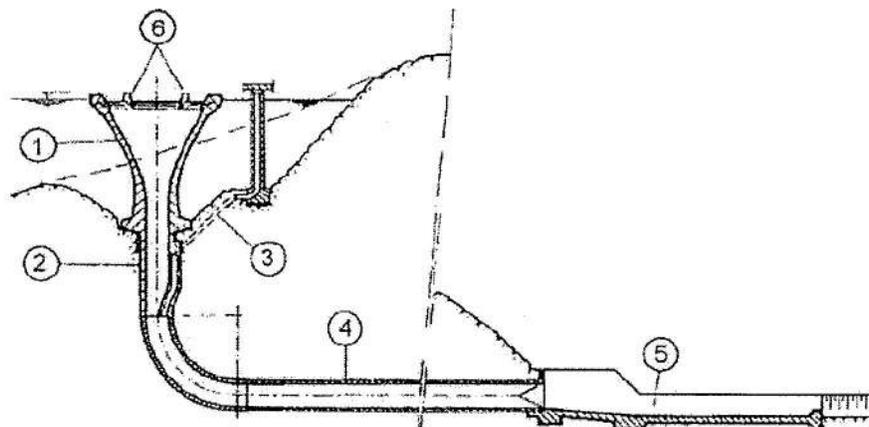


Figure VI.4 : Schéma en coupe d'un évacuateur puits (Tancev, 2005, modifié).

LEGENDE :

1 : entonnoir ; 2 : puits ; 3 : arrivée d'air ; 4 : Tunnel (galerie) 5 : partie terminal (ouvrage de restitution) ; 6 : redresseur (murs guideaux)

Le débit du déversoir est donné par la formule :

$$Q = \mu \cdot 2\pi R \sqrt{2g} H^{3/2} = 27,83 \mu R H^{3/2} \quad (\text{VI.8})$$

Pour $\frac{H}{R} < 0,25$; μ : prend les mêmes valeurs que les déversoirs linéaires

Pour $0,25 < \frac{H}{R} < 0,50$; μ : prend des valeurs décroissantes pouvant atteindre 25% environ.

Pour $\frac{H}{R} \geq 0,50$; μ : prend des valeurs rapidement et l'écoulement est noyé : le débit est alors contrôlé d'abord par l'orifice du puits, si la charge augmente, par l'ensemble puits et galerie fonctionnant comme une conduite en charge (figure VI.5)

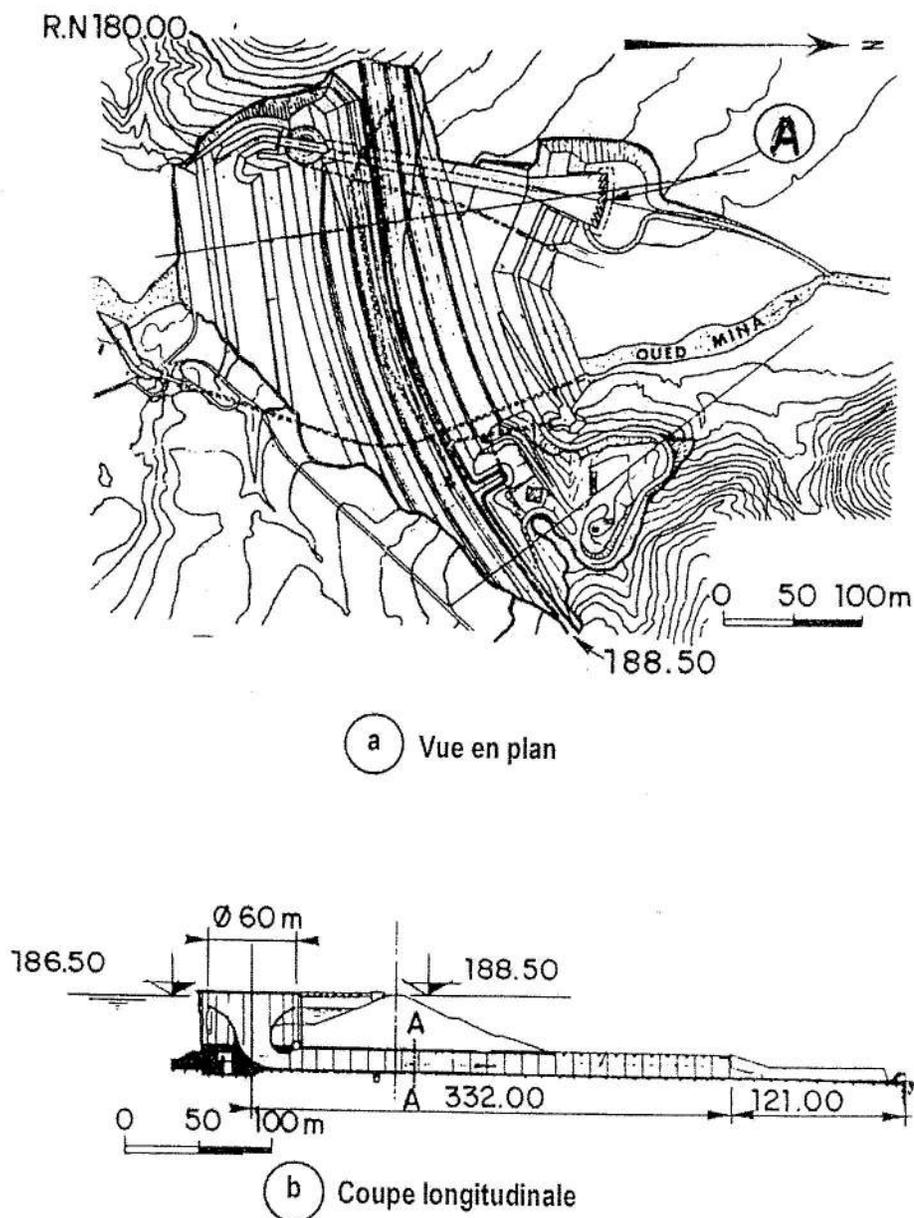


Figure VI.5 : Schéma de l'évacuateur de crue du barrage Sidi Mohamed Ben Aouda (CIGB, 1987 modifié).

IV.2.2.3 Chenal d'écoulement et coursier

Pour un évacuateur de surface, le chenal fait directement suite au déversoir, de pente suffisamment faible ($I < I_c$) de préférence de section rectangulaire. L'écoulement doit être fluvial avec $y_n > y_c$ condition valable pour le débit maximum et intermédiaire.

Sachant que la profondeur critique y_c :

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} q^2} = 0,47 \left(\frac{Q}{B} \right)^{2/3} \quad (\text{VI.9})$$

Q : débit

B : largeur du canal

g : accélération de la pesanteur

y_0 : profondeur normale

Le coursier fait suite chenal et conduit l'eau vers le lit naturel. Il est en béton de section rectangulaire afin de lui assurer un écoulement régulier. La forme la plus économique la largeur doit correspondre au double du tirant d'eau. Cette largeur est inférieure à celle du chenal constituant ainsi un convergent de longueur est égale à :

$$L = 2,5(b_1 - b_2) \quad (\text{VI.10})$$

où

b_1 : largeur au plafond du bief amont (m)

b_2 : largeur au plafond de la section de contrôle (m)

Le calcul du tirant d'eau dans le coursier s'effectue par calcul hydraulique selon la méthode de Bakhmeeteff en tenant compte d'éventuel du changement de pente dans le coursier. Afin d'éviter les débordements d'eau par-dessus les murs bajoyer il est utile de prévoir une revanche calculée selon la formule préconisée par l'USBR

$$r = 0,6 + 0,005 v \sqrt[3]{y} \quad (\text{VI.11})$$

où

v : vitesse d'écoulement (m/s)

y : tirant d'eau dans coursier (m)

IV.2.2.4 Ouvrage de restitution

La dissipation de l'énergie et l'évacuation du débit vers la rivière à l'aval constituent un problème crucial en raison de la dissipation localement de la majorité de l'énergie, lieu de concentration de l'énergie de la force érosive.

La dissipation de l'énergie du flot évacué se fait par ralentissement brutal de la vitesse et changement corrélatif du régime de l'écoulement du régime d'écoulement de torrentiel à fluvial. Suivant la configuration donnée à l'ouvrage à l'ouvrage de restitution le phénomène se produit de deux façons :

- a) Par dissipation d'énergie du ressaut par un bassin dont les caractéristiques sont déterminées par le calcul hydraulique et vérifié sur un modèle réduit.

- b) Par le lâché de l'écoulement torrentiel dans l'air à une certaine hauteur au-dessus du niveau dans le lit naturel sous forme de jets ou de nappes avec composante horizontale de la vitesse plus au moins accentuée.
- c) Le changement de la nature de nature de l'écoulement se produit dans une fosse d'amortissement (fosse d'affouillement). Cette fosse d'amortissement est excavée au préalable notamment les couches de sol érodé et placer ensuite des protections en enrochement à forte résistance.

Cependant dans certains cas, le débit à évacuer est assez faible, la nappe déversante peut être suffisamment étalée transversalement pour que les dispositifs de fractionnement et d'aération soient pleinement efficaces. Dans de telles situations, la majeure partie de l'énergie est dissipée par frottement des particules d'eau sur l'air et la fosse d'amortissement n'a plus qu'un rôle marginal.

Le bassin d'amortissement est un moyen très efficace pour contenir le ressaut hydraulique et réduire la vitesse de sortie à une valeur compatible assurent la stabilité des berges à l'aval. Le ressaut hydraulique est dû à un changement de régime d'écoulement, il dépend essentiellement du nombre de Froude et du rendement de dissipation d'énergie d'écoulement, c'est-à-dire de la classe de ressaut : libre, forcé, ou submergé (figure VI.6).

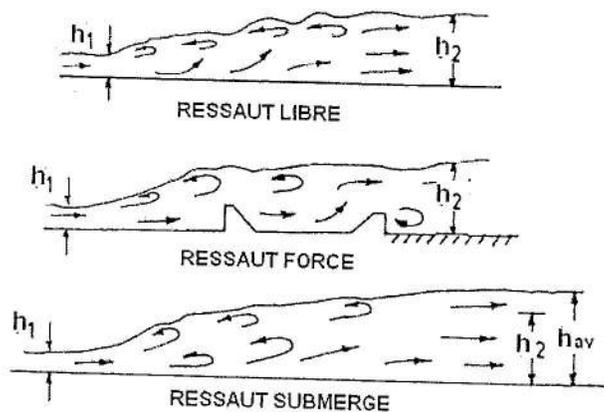


Figure VI. 6 : Différents classes du ressaut hydraulique

Il existe quatre catégories de ressaut hydraulique (figure VI.7) :

- Ressaut type A : c'est la conséquence d'une jonction entre un canal incliné et horizontale.
- Ressaut type B : il prend naissance en fin d'inclinaison du canal et se termine sur la partie horizontale du canal.
- Ressaut type C : Le ressaut se forme dans la partie inclinée du canal, il se termine au début de la partie horizontale du canal.
- Ressaut type D : Le ressaut se forme entièrement dans la partie inclinée du canal.

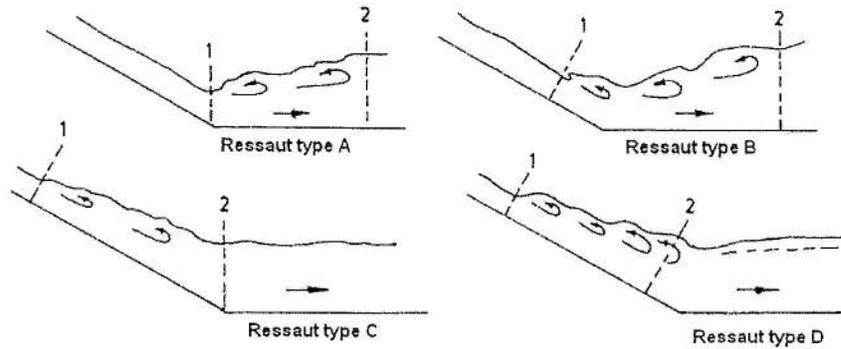


Figure VI. 7 : Différents type de ressaut hydraulique : 1 début et 2 en fin de ressaut

Le ressaut hydraulique peut être classé selon par le nombre de Froude F_1 amont ainsi, on peut dire que :

- $F_1 < 1,7$: Pas de ressaut hydraulique
- $1,7 < F_1 < 2,5$: Près ressaut hydraulique, pas de dissipation d'énergie
- $2,5 < F_1 < 4,5$: Ressaut de transition, énergie dissipée est de 25 à 50%
- $4,5 < F_1 < 9,0$: Ressaut stable, énergie dissipée est de 50 à 70%
- $F_1 > 9,0$: Ressaut effectif, énergie dissipée est supérieure 70%

IV.2.2.5. Détermination des hauteurs conjuguées du ressaut hydraulique

Les hauteurs conjuguées y_1 et y_2 sont déterminées par application du théorème d'Euler, c'est-à-dire que la variation de la quantité de mouvement au début et à la fin du ressaut est égale aux forces extérieures. A partir de ce principe, Belanger(1928), exprima l'équation classique de calcul des hauteurs conjuguées dans le cas d'un canal rectangulaire sur plan horizontal par le rapport (figure VI.8)

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \left[\sqrt{1 + 8.F_1^2} - 1 \right] = \frac{1}{2} \left[\sqrt{1 + 8. \frac{q^2}{gy_1^3}} - 1 \right] \quad (VI.12)$$

$\frac{y_2}{y_1}$: Rapport des hauteurs conjuguées qui ne tient pas compte des forces de frottement.

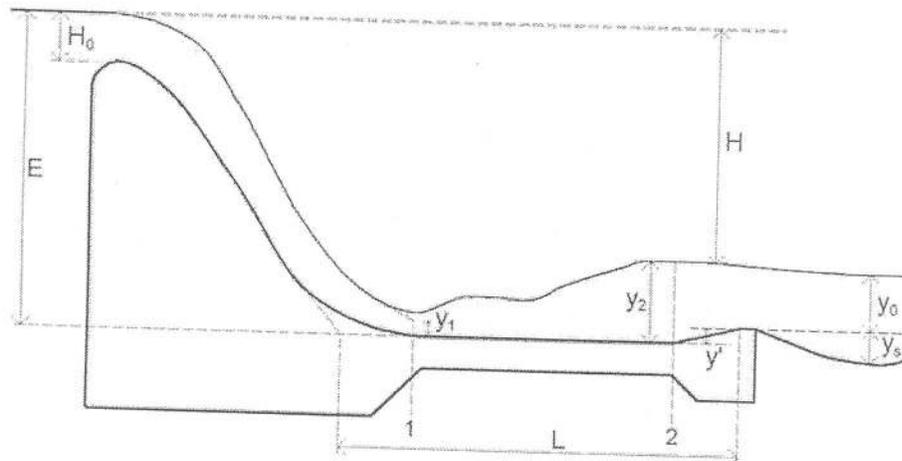


Figure VI. 8 : Description des paramètres hydrauliques du bassin d'amortissement

La profondeur du bassin y' peut être exprimée par :

$$y' = y_2 - y_0 = \sigma' y_2 - y_0 \quad (\text{VI.10})$$

La longueur du bassin est égale à :

$$L = K (y_2 - y_1) \quad (\text{VI.13})$$

Les valeurs des coefficients σ' et K sont obtenus expérimentalement :

$$\begin{cases} 3 < Fr_1 \leq 10 \\ 1,1 < \sigma' \leq 1,25 \\ 4,5 < K \leq 5,5 \end{cases} \quad (\text{VI.14})$$

Réellement l'apparition du ressaut hydraulique turbulent commence à apparaître pour des valeurs de Froude $Fr > 2,5$, pour cela, l'USBR prévoit un bassin de dissipation en fonction du nombre de Froude et prévoit la profondeur adéquate du bassin y' en fonction de y_2 (figure VI.9).

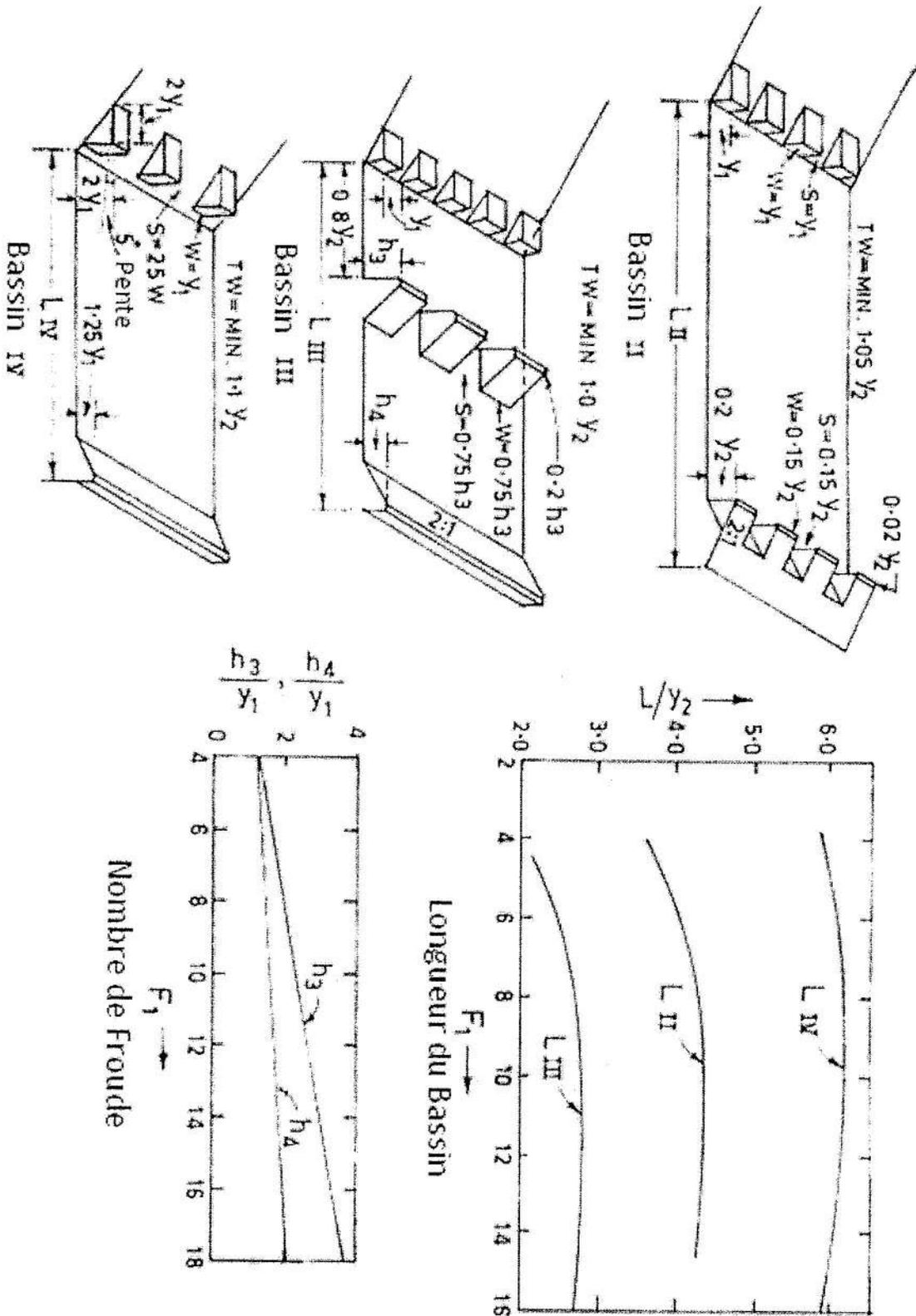


Figure VI.9. Différents types de bassin de dissipation selon méthode USBR, 1984

IV.2.2.6 Sauts de ski

Le saut de ski est constitué de déflecteurs placés à l'extrémité d'un coursier. Les déflecteurs imposent un changement brutal de direction au courant torrentiel à sa sortie de la structure en béton. De cette structure partent des jets qui décrivent une trajectoire à l'air libre et tombent dans une portion prédéterminée du lit. La majorité de la dissipation d'énergie se produit au contact du volume d'eau avec la surface d'impact.

Le déflecteur terminal, communément connu sous le nom de cuillère (cuvette), ce dernier est placé à une certaine hauteur au-dessus du niveau aval. Cette hauteur, l'angle de tir à la sortie de la cuillère et la hauteur de chute totale sont les paramètres principaux de détermination de la trajectoire. Cependant, il existe la possibilité de combiner plusieurs jets, où il en résulte un croisement des jets en l'air qui contribue à la dissipation d'énergie, notamment dans le cas de cuvettes à bord crénelés (figure VI.10).

Afin d'éviter les phénomènes de vibration au barrage, il est souhaitable d'accroître la distance entre l'impact et la cuillère, de façon à mieux protéger la fondation contre l'érosion régressive. Selon les conditions topographiques, il existe plusieurs configurations des déflecteurs terminaux: symétriques, dissymétriques, en plans coupés ou de surface à courbure progressive.....etc

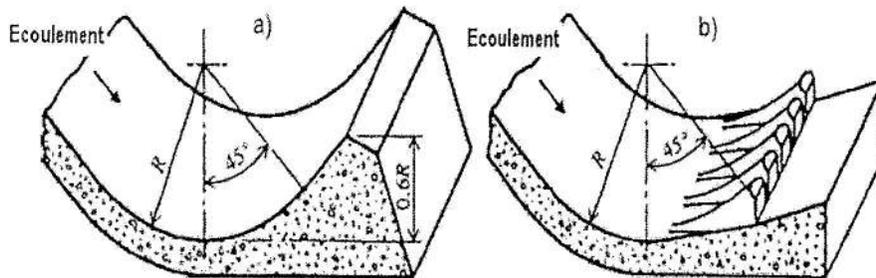


Figure VI.10 : Déflecteur de dissipation a) déflecteur à cuvette lisse b) déflecteur à cuvette à bord crénelé (Novak et al, 2000 modifié).

IV.2.2.7 Fosse d'amortissement

Des relations ont été proposées par divers auteurs qui donnent la profondeur maximale, sous le niveau aval de la fosse d'érosion produite par le déversement. Elle est dénommée " d " exprimée en fonction de la hauteur de chute totale " h " et le débit unitaire " q ". La formule la plus connue est celle de Véronèse qui est établit sur la base d'étude sur modèle réduit.

$$d = 1,9 h^{0,225} q^{0,54} \quad (VI.15)$$

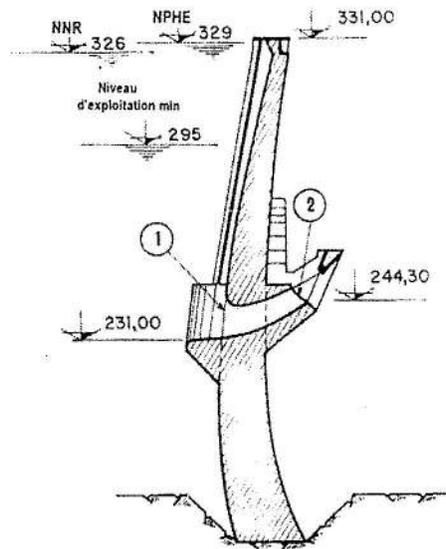
Martin (1994) a donné une formation issue des observations sur modèles réduits et sur dix-huit ouvrages en service :

$$d = 2,3 h^{0,10} q^{0,60} \quad (\text{VI.16})$$

VI.2.2 Evacuateurs en charge

Un évacuateur de crue en écoulement charge comprend les éléments suivants :

- Un pertuis en charge
- Une conduite ou une galerie d'évacuation,
- Une vanne de réglages de pertuis (évacuateur à fond, de demi-fond ou de siphon).



LEGENDE

1 : vanne de garde 6,00x 15,50 m²

2 : vannes segments 6,0 x 7,8 m² , Q=13100 m³/s

Figure VI.11 : Coupe longitudinale de l'évacuateur à demi-fond du barrage Corba Bassa Dam (Mozambique)

Le débit passant à travers le déversoir à section rectangulaire de largeur B et de hauteur a est donnée par la relation :

$$Q = m B a \sqrt{2gH} \quad (\text{VI.17})$$

H : charge au-dessus du centre du pertuis d'entrée.

m : coefficient de débit qui dépend essentiellement de la forme du pertuis et de la longueur de galerie d'évacuation.

En absence de galerie, le coefficient de débit est proche de 0,6. Si le pertuis est relié à l'aval par une galerie de diamètre d et de longueur L , la valeur de m dépend du rapport $0,67 < m < 0,82$ pour $0,5 < L/d < 3,5$. Si la galerie d'évacuation a une grande longueur, m peut atteindre la valeur de 0,9.

VI.3 PHENOMENES HYDRAULIQUES DANS LE COURSIER

VI.3.1 Cavitation

Les écoulements à grands vitesses favorisent l'apparition du phénomène de cavitation s'associant à de pression statique de faible à valeur modérée. Dans les coursiers des évacuateurs de surface et pour des dénivelées importantes de l'ordre de 40 à 50 m du dessous du niveau de la retenue. Pour des vitesses élevées dépassant 30m/s. il est souhaitable dans ce cas de prévoir un traitement de surface par des revêtements spéciaux afin d'améliorer le fini des surfaces et d'augmenter la résistance aux chocs produits par l'implosion des bulles de vapeur en cas de cavitation. Ces deux objectifs sont assurés par un blindage en tôle d'acier

Afin d'améliorer le fini des surfaces et la résistance de béton dans une mesure moindre que la tôle d'acier. Il est possible d'utiliser les résines polyuréthanes ou les résines époxydiques (CIGB, 1982). Des recherches sont en cours consiste à l'emploi de revêtement minces élastiques susceptibles d'amortir considérablement les chocs consécutifs à l'implosion des bulles de vapeur. Ce type de revêtement est utilisé pour lutter contre les phénomènes d'abrasion par les sédiments.

VI.3.2 Aération

Les bulles d'air non dissoutes présentes dans un écoulement ont un effet bénéfique à l'égard de la cavitation par la réduction de la violence des chocs qui accompagnent l'implosion des bulles de vapeur. Pour cela il est préférable de prévoir de long coursier permettant une autoaération de la lame d'eau permettant un développement de la couche limite qui réduit le risque de cavitation par le choix de coursiers larges.

Cependant, l'utilisation d'aération forcée comme moyen de prévention de la cavitation dans les écoulements à surface libre et à la sortie des orifices en charge. Le procédé consiste à créer localement sous la veine liquide et /ou latéralement, un espace vide d'eau qui communique avec l'air extérieur (CIGB, 1987). Il existe divers configurations d'aération forcée :

- En radier, rainure large et profonde, marche ou combinaison des deux
- Latéralement, rainures, décrochements, puits ou tuyau.