



**Ecole Hassania des
Travaux Publics**

Conception de barrages



Préparé par :

Pr. RHOUZLANE & ABOULHASSANE

Juin 2014



Table de matière

CHAPITRE I	GENERALITES	8
I.1	INTRODUCTION	8
I.2	CHOIX DU SITE DU BARRAGE.....	8
I.3	CHOIX DU TYPE DE BARRAGE.....	11
I.3.1	<i>Barrages rigides</i> :.....	11
I.3.1.1	Les différents types de barrages rigides :.....	11
I.3.1.1.1	Barrage poids :.....	12
I.3.1.1.2	Barrage voûte :.....	13
I.3.1.1.3	Barrages à contreforts :.....	17
I.3.1.2	Les matériaux utilisés pour les barrages en béton :.....	17
I.3.1.2.1	Maçonnerie :.....	17
I.3.1.2.2	Béton conventionnel vibré (BCV) :.....	17
I.3.1.2.3	Béton compacté à rouleau (BCR) :.....	18
I.3.1.2.4	Béton cyclopéen :.....	23
I.3.2	<i>Barrages souples</i> :.....	24
I.3.2.1	Barrage zoné à noyau :.....	24
I.3.2.2	Barrage à masque amont :.....	27
I.3.2.3	Barrage homogène :.....	31
I.3.3	<i>Conclusion</i>	32
I.4	<i>Traitement des fondations par injections</i>	32
CHAPITRE II	CALCUL HYDRAULIQUE.....	36
II.1	HYDROLOGIE.....	36
II.1.1	METHODES LES PLUS UTILISEES	36
II.1.1.1	METHODE DU GRADEX	36
II.1.1.2	LA METHODE RATIONNELLE.....	37
II.1.1.3	LES FORMULES EMPIRIQUES ET FORMULES REGIONALES.....	38
II.1.1.4	COURBES ENVELOPPES.....	38
II.1.1.5	AJUSTEMENT DES DEBITS DE CRUE AUX LOIS STATISTIQUES	39
II.1.1.6	METHODE DE LA PLUIE MAXIMALE PROBABLE (CMP).....	39
II.1.2	DETERMINATION DES HYDROGRAMMES DES CRUES	40
II.2	REGULARISATION.....	41
II.2.1	UTILISATION DES EAUX DE LA RETENUE.....	41
II.2.2	REPARTITION DE LA RETENUE	42
II.2.3	CALCUL DE REGULARISATION	43
II.3	COURBE DE TARAGE.....	44
II.4	LAMINAGE DE CRUE	46
II.4.1	EQUATION DE CONTINUTE	46
II.4.2	LES DONNEES NECESSAIRES DU CALCUL.....	47
II.4.2.1	LE VOLUME DE RESERVOIR EN FONCTION DE LA COTE.	47
II.4.2.2	LE DEBIT ENTRANT :	47
II.4.2.3	CALCUL DU DEBIT SORTANT :	48
II.5	CALCUL DE LA REVANCHE :	48
II.5.1	METHODOLOGIE DU CALCUL :	49
II.5.2	ESTIMATION DU VENT DU PROJET :	50
II.5.3	ESTIMATION DE LA HAUTEUR DES VAGUES SUR LE PLAN D'EAU :.....	51
II.5.4	CALCUL DE LA VAGUE DE PROJET :.....	52
II.5.5	DETERMINATION DE LA HAUTEUR DE DEFERLEMENT :	53
II.5.6	DETERMINATION DE LA COTE DE LA CRETE DU BARRAGE :.....	54

CHAPITRE III	OUVRAGES ANNEXES	55
III.1	EVACUATEUR DE CRUE :	55
III.1.1	Le seuil :	57
III.1.1.1	Profil du seuil :	57
III.1.1.2	Calcul de la capacité du seuil :	60
III.1.1.2.1	Seuil Rectiligne :	61
III.1.1.2.1.1	Description :	61
III.1.1.2.1.2	Débit :	61
III.1.1.2.2	Seuil en bec de Canard :	63
III.1.1.2.3	Seuil Vanné :	63
III.1.1.2.3.1	Description :	63
III.1.1.2.3.2	Débit :	64
III.1.1.2.4	Seuil Labyrinthe :	65
III.1.1.2.4.1	Description :	65
III.1.1.2.4.2	Débit :	66
III.1.1.2.4.3	Déversoir en touches de piano (PKWs) :	67
III.1.1.2.5	Seuil Circulaire (la tulipe) :	68
III.1.1.2.5.1	Description :	68
III.1.1.2.5.2	Débit :	69
III.1.2	Le coursier :	70
III.1.2.1	Coursier lisse :	71
III.1.2.1.1	Profil du coursier :	71
III.1.2.1.2	Calcul de la courbe de remous :	72
III.1.2.1.2.1	Calcul de la lame d'eau pour la partie CREAGER :	72
III.1.2.1.2.2	Calcul de la lame d'eau pour le coursier :	72
III.1.2.1.3	Calcul du mur bajoyer :	73
III.1.2.2	Coursier en marches d'escalier :	73
III.1.2.2.1	Régimes d'écoulement sur un coursier en marches d'escalier :	74
III.1.2.2.1.1	Écoulement en nappe :	74
III.1.2.2.1.2	Écoulement turbulent (par couche écumante) :	75
III.1.2.2.1.3	Écoulement transitoire :	76
III.1.2.2.2	Caractéristique des régimes d'écoulement :	76
III.1.2.2.3	Calcul du coursier en marches d'escalier :	76
III.1.2.2.4	Profil du déversoir et zone de transition :	78
III.1.2.2.5	La dissipation de l'énergie dans l'évacuateur en marches d'escalier :	79
III.1.3	L'ouvrage de dissipation d'énergie :	80
III.1.3.1	Saut de ski :	80
III.1.3.2	Calcul des affouillements :	82
III.1.3.3	Bassin à ressaut :	82
III.2	VIDANGE DE FOND :	89
III.2.1	Calcul de la capacité de la vidange :	90
III.2.2	Dimensionnement de la vidange :	93
III.2.3	Calcul de la géométrie de l'entonnoir :	94
III.2.4	Calcul du jet de la vidange :	94
III.3	DERIVATION PROVISoire :	96
III.3.1	Crue de dimensionnement :	96
III.3.2	Méthodes de dérivation :	96
III.3.2.1	Dérivation avec batardeaux :	96
III.3.2.2	Dérivation en tunnel :	97
CHAPITRE IV	CALCULS DE STABILITE	99
IV.1	JUSTIFICATIONS DE STABILITE DU BARRAGE EN BETON	99
IV.2	PARAMETRES DE CALCUL :	100

IV.3	LES EFFORTS APPLIQUES SUR LE BARRAGE :	100
IV.3.1	<i>Poids propre du barrage</i> :	100
IV.3.2	<i>Poussée hydrostatique de l'eau</i> :	101
IV.3.3	<i>Poussée des sédiments</i> :	101
IV.3.4	<i>Soupression sous le barrage</i> :	102
IV.3.5	<i>Effort du séisme</i> :	104
IV.3.5.1	Effort d'inertie sur le béton :	105
IV.3.5.2	Effort d'inertie de l'eau de la retenue :	105
IV.4	CRITERE DE STABILITE DU BARRAGE:.....	106
IV.4.1	<i>Stabilité au glissement</i> :	106
IV.4.2	<i>Stabilité au renversement</i> :	107
IV.4.3	<i>Calcul des contraintes transmises aux fondations</i> :	107
IV.4.4	<i>Cas de charge</i> :	108
IV.4.5	<i>Calcul de la stabilité élastique</i> :	109
IV.4.5.1	Condition de Maurice Lévy :	109
IV.4.5.2	Force et bras de levier.....	110
IV.4.5.3	Point de passage de la résultante :	111
IV.4.5.4	Calcul des contraintes.....	112
IV.5	JUSTIFICATION DE STABILITE DES BARRAGES EN REMBLAI	114
IV.5.1	<i>Actions appliquées</i>	114
IV.5.2	<i>Mode de rupture d'un barrage en remblai</i>	115
IV.5.2.1	Rupture par cisaillement.....	115
IV.5.2.2	Rupture par érosion	116
IV.5.3	<i>Résistance au cisaillement</i> :	117
IV.5.4	<i>Etude de stabilité des barrages en remblai pendant les phases critiques</i> :.....	118
IV.5.4.1	Comportement de l'ouvrage pendant la construction :	119
IV.5.4.2	Comportement de l'ouvrage en service :	119
IV.5.4.3	Comportement de l'ouvrage pendant une vidange rapide de la retenue :	120
IV.5.5	<i>Etude théorique de stabilité des talus</i>	120
IV.5.5.1	Méthodes utilisées :	120
IV.5.5.2	Facteur de sécurité au glissement :	123
REFERENCES	125

Liste des figures

Figure 1: exemple de relevé topographique de la retenue du barrage Kharroub	9
Figure 2: critères topographiques pour le choix du site	10
Figure 3: exemple de barrage poids en béton (Oued El Malleh)	13
Figure 4: exemple de barrage voûte (Bin El Ouidane).....	13
Figure 5: Epaisseur barrage voûte.....	14
Figure 6: les deux types de vallées pour barrages voûtes	15
Figure 7: exemple de site pour barrage voûte.....	16
Figure 8: exemple de barrage à contreforts (Al Massira).....	17
Figure 9: exemple de chantier de barrage poids en BCR (barrage Tamalout)	19
Figure 10 : exemple d'un barrage en BCR (Barrage Yaacoub Al Mansour)	21
Figure 11: comparaison entre les 2 profils pour barrage poids en BCR.....	23
Figure 12: profil général du barrage à noyau en digue zonée	25
Figure 13: types de noyaux.....	26
Figure 14: exemple de chantier de barrages à noyau	26
Figure 15 : exemple d'un barrage zoné à noyau (Barrage El Himer).....	27
Figure 16: profil général d'un barrage à masque amont	27
Figure 17 : exemple d'un barrage en enrochements à masque amont en béton (Barrage Zerrar).....	28
Figure 18: exemple de la coupe du barrage Zerrar	29
Figure 19: vue de l'amont du masque amont en béton du barrage Zerrar en cours.....	30
Figure 20: vue de la rive droite de la plinthe du barrage Martil.....	31
Figure 21: profil général d'un barrage en remblai à digue homogène.....	32
Figure 22: exemple du voile d'injection du barrage Tamalout à Midelt.....	33
Figure 23: comportement rhéologique du coulis d'injection.....	34
Figure 24: méthode GIN utilisée pour les injections.....	35
Figure 25: forme de l'hydrogramme de crues	41
Figure 26: exemples d'ouvrages annexes permettant les utilisations du barrage (barrage Wirgane)	42
Figure 27: exemple de courbe de tarage (barrage Bousraf à Ifrane).....	45
Figure 28: schéma explicatif pour le calcul de laminage.....	47
Figure 29 : revanche sur les PHE ou sur la RN pour un barrage non équipé d'un mur pare-vagues	49
Figure 30 : revanche sur les PHE pour un barrage équipé d'un mur pare-vagues	49
Figure 31 : paramètres intervenant dans le calcul des vagues	51
Figure 32 : run-up dans le cas d'une onde sinusoïdale (cas du vent)	53
Figure 33: EVC pour un barrage rigide placé en partie centrale (barrage Bab Louta)	55
Figure 34: EVC implanté en rive (RD) cas du barrage Ahmed El Hansali en masque amont.....	56
Figure 35: EVC en tulipe cas du barrage Nakhla	56
Figure 36: profil Creager	58
Figure 37: détermination des coefficients K et n.....	59
Figure 38: détermination de Xc et Yc	60
Figure 39: détermination des rayons R1 et R2	60
Figure 40: abaque de l'USBR pour le calcul du coefficient de débit Co pour un EVC à parement amont vertical .	62
Figure 41 : abaque de l'USBR pour le calcul du coefficient de débit Co pour un EVC à parement amont incliné..	63
Figure 42 : comportement souhaitable d'un seuil vanné lors d'une crue exceptionnelle (à gauche) et extrême (à droite).....	64
Figure 43 : abaque (USB) du débit contrôlé par une vanne	65
Figure 44 : schéma d'un évacuateur labyrinthe	66
Figure 45 : vue en plan et coupe longitudinale d'un seuil labyrinthe.....	67
Figure 46 : exemple de déversoir en touches de piano (Barrage de GOULOURS, France)	68
Figure 47 : coupe longitudinal d'un EVC à crête circulaire	69

Figure 48 : EVC à crête circulaire en écoulement dénoyé.....	69
Figure 49 : EVC à crête circulaire en écoulement noyé.....	70
Figure 50: schéma explicatif des paramètres du calcul de la lame d'eau sur Creager	72
Figure 51: écoulement en nappe avec ressaut entièrement développé	74
Figure 52: écoulement en nappe avec ressaut partiellement développé.....	75
Figure 53: écoulement turbulent.....	75
Figure 54: schéma général d'un évacuateur en marche d'escalier.	77
Figure 55: marches de transition- Iguacel (1995).	79
Figure 56: forme d'une cuillère simple.....	81
Figure 57: différentes formes du ressaut hydraulique	84
Figure 58: bassin à ressaut de type I pour $1 < Fr < 2.5$	85
Figure 59: bassin à ressaut de type IV pour $2.5 < Fr < 4.5$	86
Figure 60: détermination de la longueur du bassin à ressaut pour $2.5 < Fr < 4.5$	86
Figure 61: bassin à ressaut de type III pour $Fr > 4.5$ et une vitesse $V \leq 60 \text{ ft/s}$	87
Figure 62: détermination de la longueur du bassin à ressaut pour $Fr > 4.5$ et une vitesse $V \leq 60 \text{ ft/s}$	87
Figure 63: estimation des hauteurs h_3 et h_4	88
Figure 64: bassin à ressaut de type II pour $Fr > 4.5$ et une vitesse $V > 60 \text{ ft/s}$	88
Figure 65: détermination de la longueur du bassin à ressaut de type II	89
Figure 66: coupe type d'une vidange de fond	91
Figure 67: exemple de loi cote-débit de la vidange de fond	93
Figure 68 : schéma des entonnoirs d'une VDF	94
Figure 69: exemple de trajectoire du jet de la vidange de fond.....	95
Figure 70: dérivation provisoire avec un tunnel.....	98
Figure 71 valeurs guides du poids volumique caractéristique des barrages-poids en béton	101
Figure 72: calcul des sous-pressions sous un barrage en béton.....	103
Figure 73: détermination de l'accélération horizontale de dimensionnement.	104
Figure 74: Détermination du coefficient C.	106
Figure 75: méthode de l'analyse de rupture en cercle	121
Figure 76: détermination du cercle critique	124

Chapitre I Généralités

I.1 Introduction

Un barrage est un ouvrage d'art construit en travers d'un cours d'eau destiné à réguler son écoulement et/ou à stocker de l'eau pour différents usages (eau potable, irrigation, hydroélectricité, Protection contre les inondations...). Cet ouvrage crée soit une retenue à niveau constant soit une retenue à niveau variable.

Les retenues à niveau variables sont créées par les barrages d'accumulation ou d'emmagasinement. Elles sont destinées à produire un effet sur l'aval du cours d'eau : régulariser le régime de la rivière, réduire les débits des crues et renforcer les débits d'étiage.

Selon l'usage et les matériaux utilisés, les barrages peuvent être classés en deux grandes catégories :

- Barrages rigides.
- Barrages souples.

Tout grand barrage doit faire l'objet d'un classement en fonction des risques qu'il présente pour les personnes et les biens. Ce classement est effectué et maintenu à jour par l'autorité gouvernementale, dans les conditions et sur la base des méthodes et paramètres que détermine le gouvernement par règlement, entre autres le type de barrage, sa localisation, ses dimensions, sa capacité de retenue, son âge, son état et les conséquences d'une rupture pour les personnes et les biens.

I.2 Choix du site du barrage

Le choix du site du barrage consiste à fixer l'axe du barrage au niveau du resserrement de la retenue. Le concepteur a souvent le choix entre 2 ou 3 axes le long du resserrement.

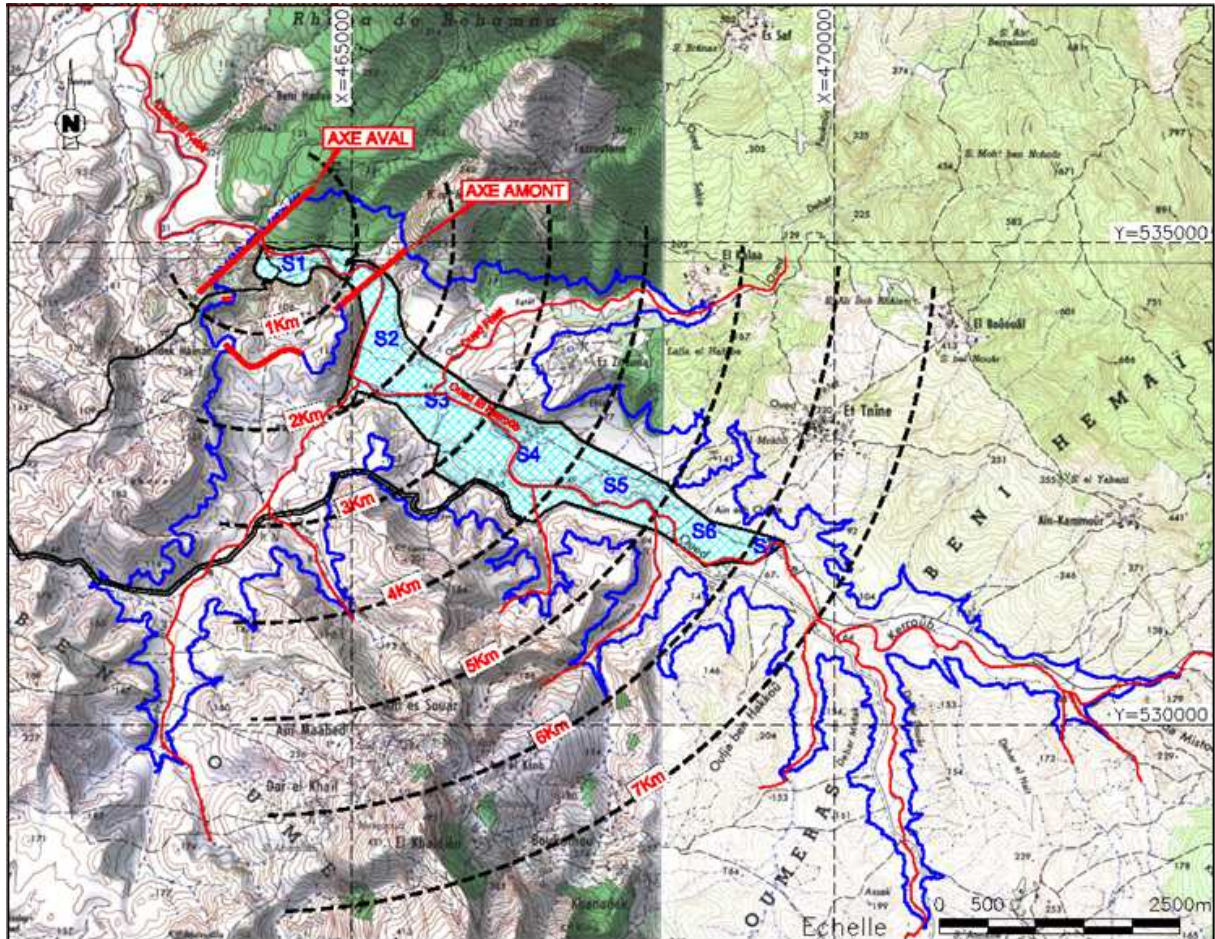


Figure 1: exemple de relevé topographique de la retenue du barrage Kharroub

Deux critères sont pris en compte : le critère géologique et puis le critère topographique.

Le critère géologique se base sur la qualité des fondations en termes de résistance, rigidité, fracturation et pendage.

Pour pouvoir comparer géologiquement entre les axes proposés, une étude géologique et géotechnique détaillée de chaque axe est requise. Elle doit détailler les types de fondations, la sismicité, la stratigraphie, les degrés de fracturation, l'existence éventuelle de failles, les profondeurs des substratums, l'étanchéité de la retenue (essais Lugeon), présence d'éventuels Karsts (cas des roches carbonatées) les résistances et les modules de rigidité en se basant sur des essais, les caractéristiques géotechniques des fondations (cohésion et angle de frottement interne).

Tandis que le critère topographique dépend de deux rendements différents :

Rendement topographique : il est calculé de la façon suivante :

$$R_T = \frac{V_R}{S_E}$$

Avec :

V_R : le volume de la retenue calculé à l'aide des courbes HSV

S_E : la surface écran de la digue donnée par la section transversale de l'Oued.

Rendement économique :

$$R_E = \frac{V_R}{V_D}$$

Avec :

V_R : le volume de la retenue

V_D : le volume de la digue.

Ces deux rendements permettent de faire une comparaison topographique entre les sites proposés.

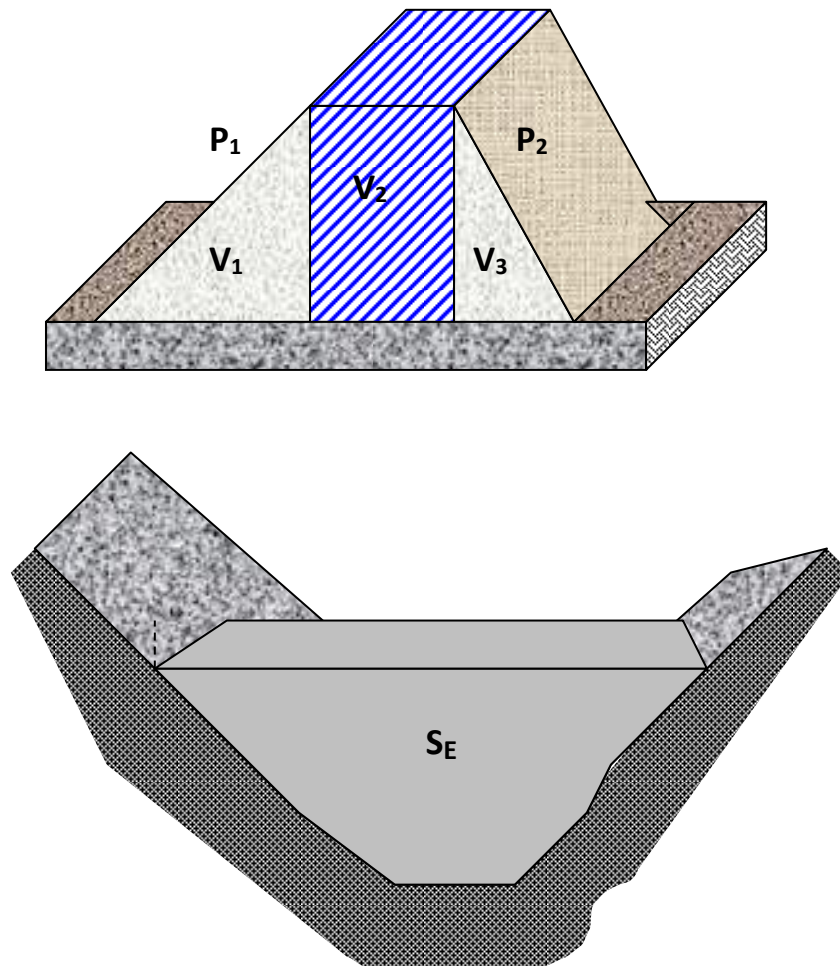


Figure 2: critères topographiques pour le choix du site

Il est à noter que les tailles considérées pour ces calculs sont variables. La méthodologie pour le choix de la taille optimale fera l'objet des calculs de régularisation du chapitre II de ce cours.

Ainsi, on dresse des graphiques qui présentent la variation des rendements économiques et topographiques en fonction de la taille du barrage.

I.3 Choix du type de barrage

I.3.1 Barrages rigides :

Les barrages rigides sont des structures en béton.

Les raisons pour lesquelles on choisit un barrage rigide sont généralement les suivantes :

- Nécessité d'une fondation rocheuse de bonne qualité ;
- Nécessité d'évacuer des crues importantes ;
- Présence de fonctions hydrauliques complexes dans l'ouvrage (ouvrage vanné pour assurer, par exemple, l'évacuation des sédiments et garantir la pérennité de la retenue, vidange de fond de fort débit) ;
- Incertitude sur l'hydrologie : les ouvrages rigides sont généralement moins sensibles au déversement que les ouvrages en remblai. Sur les sites où il y a une grande incertitude sur les crues, les variantes rigides sont souvent avantageuses (limitation des ouvrages de dérivation provisoire et plus grande sécurité vis-à-vis du risque hydraulique). Il faut toutefois noter que la stabilité des petits barrages poids est très sensible au niveau des plus hautes eaux.

De façon générale, un ouvrage en béton est envisagé chaque fois que les ouvrages hydrauliques ont une importance significative dans le projet (souvent le cas pour les barrages de prise d'eau sur les aménagements hydroélectriques).

Il faut aussi savoir que même si ces raisons citées se présentent, il y a deux conditions requises pour pouvoir projeter un ouvrage rigide.

La première condition porte sur la qualité de la fondation. En première approximation, on peut énoncer la règle suivante : un barrage rigide nécessite une fondation rocheuse de bonne qualité.

La deuxième exigence pour construire un ouvrage rigide est de disposer, dans des conditions économiques acceptables, de granulats de bonne qualité nécessaires à sa construction dans un rayon limité. Ces zones d'emprunt sont en général les ballastières de l'oued (problèmes d'alcali-réaction) et/ou les carrières (souvent calcaires).

I.3.1.1 Les différents types de barrages rigides :

Selon la forme et le comportement mécanique de ces ouvrages rigides, on peut distinguer plusieurs types.

I.3.1.1.1 Barrage poids :

Pour un barrage à profil poids, c'est le poids du béton qui assure l'équilibre de la poussée hydrostatique et des sous-pressions. Un exemple de ces barrages est celui du barrage MALLEH ci-après. Les sous-pressions ont un effet négatif important sur l'équilibre de l'ouvrage.

La méthode classique d'étude de la stabilité d'un barrage poids (voir chapitre IV) consiste à analyser l'équilibre global du barrage ou d'une partie de celui-ci sous l'action du poids, de la poussée hydrostatique, des sous-pressions et éventuellement d'autres actions secondaires (par exemple poussée des sédiments, action du vent ou séisme). Les critères de dimensionnement de l'ouvrage portent sur la répartition des contraintes normales (limitation des tractions au pied amont et limitation des contraintes de compression) et sur l'inclinaison de la résultante. Cette méthode de calcul met en évidence le rôle majeur des sous-pressions dans l'équilibre des barrages poids et donc l'importance du drainage.

À titre indicatif, les contraintes maximales de compression sous un profil poids traditionnel à parement amont vertical et à fruit aval de $0,8H/1V$ sont de $0,35 \text{ Mpa}$ pour un barrage poids de 25 mètres de hauteur. L'inclinaison de la résultante varie de 27 à 42° suivant les conditions de drainage. Enfin, il convient de noter que le barrage poids en béton est un ouvrage rigide ; le module du béton traditionnel est de l'ordre de 25 GPa , généralement supérieur au module des fondations rocheuses sur lesquelles il repose.

Le fonctionnement mécanique du profil poids nécessite la principale exigence pour un barrage en béton, à savoir la nécessité d'une fondation rocheuse de qualité suffisante. La condition relative à sa faible déformabilité est généralement la plus contraignante, en particulier pour des fondations de roches tendres ou altérées, mais la condition sur la résistance au cisaillement élimine également le profil poids lorsque la résistance au cisaillement de la fondation est faible (fondation marneuse, présence de joints argileux subhorizontaux dans la fondation...).



Figure 3: exemple de barrage poids en béton (Oued El Malleh)

Mis à part les faibles contraintes dans le béton, les faibles contraintes transmises aux fondations et l'intégration facile des ouvrages annexes, le barrage poids présente aussi l'avantage de la réduction de l'effet de la dilatation thermique. Toutefois, il a les inconvénients suivants :

- Les soustractions sont importantes dans les fondations ;
- Volume important du béton ;
- Beaucoup d'excavations à réaliser ;
- Grande sensibilité au séisme et aux tassements.

I.3.1.1.2 Barrage voûte :

L'image ci-dessous présente l'exemple du barrage BIN EL OUIDANE sur oued Oum Erbia.

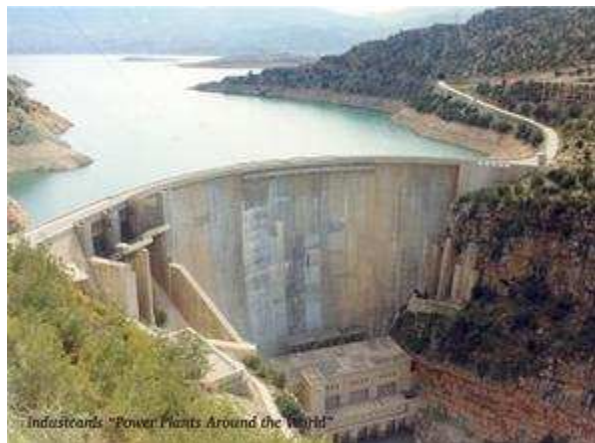


Figure 4: exemple de barrage voûte (Bin El Ouidane)

Les barrages voûtes transmettent la poussée hydrostatique par effet voûte sur les deux rives par des arcs comprimés travaillant en compression. C'est la géométrie de la voûte et le contraste de rigidité entre le béton et le rocher qui déterminent le fonctionnement de l'ouvrage. La recherche de la forme idéale vise à transmettre la poussée par des arcs entièrement comprimés. Traditionnellement, les barrages voûtes ont été dessinés en limitant la contrainte maximale dans les arcs comprimés à 5 MPa, correspondant à un coefficient de sécurité de 4 ou 5 pour un béton de qualité moyenne. Cette condition détermine l'épaisseur de la voûte avec la formule du tube suivante :

$$\sigma = \frac{P R}{e}$$

Avec :

σ : la contrainte maximale de compression transmise par l'arc (variable avec la hauteur).

P : pression hydrostatique en MPa

R : rayon de l'arc en m.

e : Epaisseur de la voûte en m.

Au niveau de la crête et de la base (voir figure suivante), les pratiques suivantes sont appliquées :

Epaisseur	Vallée en V	Vallée en U
En crête	$e_c = H/20$	$e_c = H/15$
En base	$e_b = L_c/15$	$e_b = L_c/20$

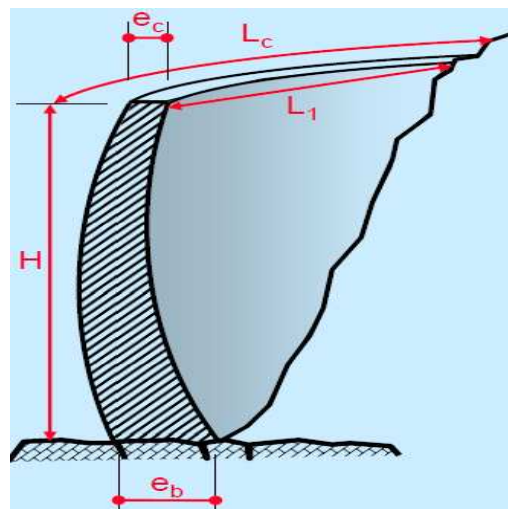


Figure 5: Epaisseur barrage voûte

Ces formules restent un moyen efficace de prédimensionnement des petits barrages voûtes.

Il faut réunir quatre conditions nécessaires pour pouvoir concevoir un barrage voûte (petit ou grand) :

- Condition topographique : la vallée doit être « étroite » ; des barrages voûtes ont été construits sur des sites dont le rapport largeur en crête sur hauteur (L_c/H) voisin de 10, mais généralement les voûtes sont intéressantes lorsque L_c/H est inférieur à 5 ou 6 pour des vallées en V (à gauche de la figure suivante) et à 4 ou 4.5 pour des vallées en U ;

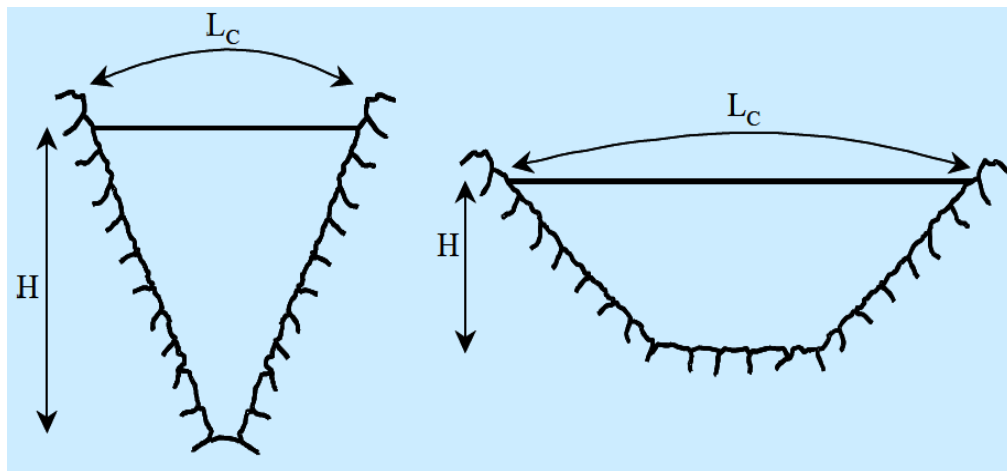


Figure 6: les deux types de vallées pour barrages voûtes

- Rigidité de la fondation : pour que le fonctionnement « en voûte » soit possible, il faut que la rigidité de la fondation soit suffisante, sinon les arcs ne trouvent pas leurs appuis et la structure tend à fonctionner en console. Comme ordre de grandeur, une voûte ne doit pas être envisagée sans études détaillées lorsque le module de déformation du rocher (mesuré par essais au vérin) est inférieur à 4 ou 5 Gpa ;
- Résistance mécanique de la fondation : on a vu que la voûte transmet des contraintes élevées à la fondation des talus de rives surtout qui doit rester dans le domaine élastique pour ces niveaux de sollicitation ;



Figure 7: exemple de site pour barrage voûte

Lorsqu'une reconnaissance approfondie de la fondation montre que ces conditions sont réunies, le barrage voûte s'avère souvent une solution économique pour les petits barrages car il minimise de façon très importante les volumes de béton à mettre en œuvre.

Par ailleurs, la conception et la construction sont simples pour des ouvrages de moins de 25 mètres, si l'on s'en tient à des formes géométriques simples.

Le barrage voûte présente aussi l'avantage d'être peu sensible à la submersion pour autant que celle-ci reste de courte durée et d'amplitude modérée (risque d'érosion du pied aval). En outre, il permet d'avoir une meilleure résistance au séisme et au souppression vu son volume et sa surface d'assise relativement petits.

Cependant, le barrage voûte a aussi des inconvénients :

- Les contraintes sont importantes dans le béton et dans le rocher.
- La dilatation thermique est à considérer. Un suivi thermique s'impose durant toute la durée d'exploitation du barrage ;
- L'intégration de l'évacuateur de crue dans le barrage est difficile.
- Les souppressions dans les fissures du rocher peuvent provoquer des glissements d'appuis.

Au Maroc, depuis la construction du barrage Asfalou sur oued Melouiya, la variante a été pratiquement écartée pour les barrages en conception vu les problèmes liés à l'aspect thermique et aussi les nombreuses réparations en injection que ce barrage a connues.

I.3.1.1.3 Barrages à contreforts :

Ils ont des formes très variées et résistent aux efforts à la fois par le poids et par la forme. Les voiles qui constituent le barrage transmettent la poussée hydrostatique sur les contreforts. L'avantage apporté par rapport au barrage poids est celui de la réduction du volume du béton utilisé. Un exemple de ces barrages est celui du barrage Al Massira présenté dans la figure suivante. Toutefois, la complexité des coffrages et décoffrages a fait que le nombre de ces barrages à contreforts est très limité au Maroc.



Figure 8: exemple de barrage à contreforts (Al Massira)

I.3.1.2 Les matériaux utilisés pour les barrages en béton :

I.3.1.2.1 Maçonnerie :

C'est le procédé le plus ancien. Il nécessite une main d'œuvre très importante pour tailler et la mettre en place les blocs rocheux, raison pour laquelle il n'est plus couramment utilisé.

Au Maroc, la maçonnerie n'est encore utilisée que pour quelques petits barrages. La difficulté d'exécution et la faible résistance à la traction l'écartent souvent.

I.3.1.2.2 Béton conventionnel vibré (BCV) :

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

La technologie des barrages poids en BCV met en œuvre des bétons de granulométrie importante (jusqu'à 80 millimètres) et des dosages en ciment de l'ordre de 200 à 250 kg/m³. L'exothermie de la réaction d'hydratation du béton conduit pendant la prise à de fortes augmentations de température du béton et à un risque de fissuration lors du refroidissement.

En général, on a :

$$T_{noyau} = T_0 + \Delta T$$

$$\Delta T = \frac{W \cdot D}{\rho_B \cdot C_B}$$

Avec :

ΔT : élévation de température adiabatique du béton

W : chaleur d'hydratation du ciment [kJ/kg]. Au Maroc, on essaie d'imposer sur les cimentiers des valeurs inférieures à 300 kJ/kg surtout pour des ouvrages critiques en BCV.

D : dosage en ciment [kg/m³]

ρ_B : densité du béton [kg/m³]

C_B : chaleur spécifique du béton [kJ/°Ckg] (par rapport à l'eau $c_E = 1$ kJ/°Ckg)

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

La technique des barrages poids en BCV nécessite comme la maçonnerie une importante main d'œuvre, en particulier pour la réalisation des coffrages.

I.3.1.2.3 Béton compacté à rouleau (BCR) :

Le regain d'intérêt pour les profils poids est venu de l'invention du BCR qui est une innovation technique majeure largement utilisée au Maroc dans la technologie des barrages.

L'innovation consiste à mettre en place le béton et à le compacter, non plus par les moyens traditionnels (grue ou blondin pour le transport et compactage par pervibration dans la masse), mais en utilisant les techniques de terrassement, transport par camion, réglage au buteur, compactage au rouleau vibrant lourd. Ce mode de réalisation exige toutefois une surface de

plate-forme de travail importante (supérieure à 500 m² en général) pour que les engins puissent évoluer efficacement. Pour des surfaces réduites (notamment au niveau des parties supérieures des barrages), les cadences de mise en place deviennent très limitées.

La possibilité de réduire au strict nécessaire la quantité d'eau et le serrage efficace obtenu par le compactage en couches peu épaisses ont permis de limiter les quantités de ciment à des valeurs de 70 à 150 kg/m³ de façon à diminuer l'exothermie.

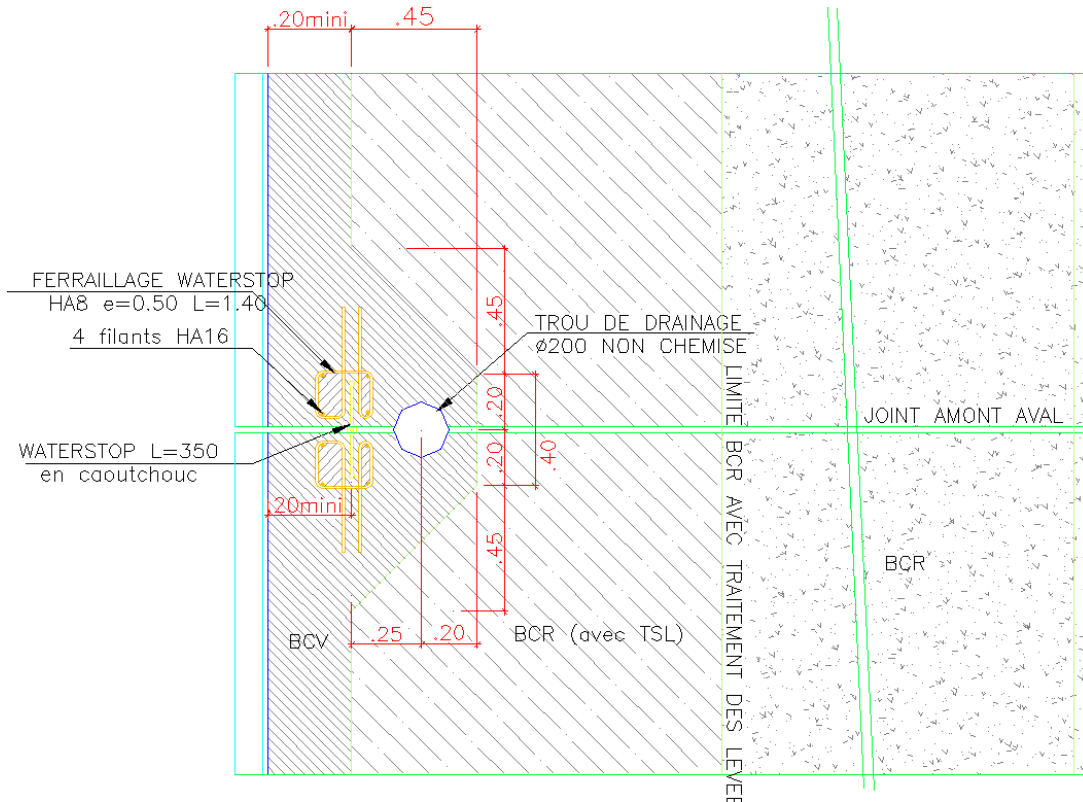


Figure 9: exemple de chantier de barrage poids en BCR (barrage Tamalout)

En effet, cette nouvelle méthode de mise en œuvre s'accommode mal des nombreux joints destinés à contrôler la fissuration thermique du BCV. Dans la conception actuelle des barrages en BCR, seuls les joints amont-aval sont conservés, mais généralement à des espacements bien supérieurs aux 15 mètres traditionnels des barrages en BCV (de 30 à 45 m). La spécificité des barrages Marocains est de mettre des joints amorces sur la partie amont chaque 15 m équipés de water-stop comme mesure supplémentaire de sécurité.

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

Cependant, le BCR a l'inconvénient de ne pas assurer la fonction d'étanchéité. Par conséquent, on a recours à un masque amont en béton qui sert, mise à part l'étanchéité, comme coffrage pour le compactage du BCR. Dans les anciens barrages Marocains en BCR, l'épaisseur de ce masque est de 1 m tandis qu'actuellement on se limite à des épaisseurs de 20 à 40 cm (voir détail ci-dessous).



En général, l'intérêt du BCR par rapport au BCV est le fait qu'avec le BCV dosé de 150 à 200 Kg/m³ de ciment on obtient un béton d'une résistance à la compression à 90 jours de l'ordre de 25 Mpa qui est superflue car le calcul de stabilité (voir chapitre IV) donne en général des contraintes maximales de compression de l'ordre de 2 à 3 MPa. Le BCR nous donne la possibilité d'optimiser sur le dosage en ciment jusqu'à 70-100 Kg/m³ ce qui donne en général des résistances à 90 jours de l'ordre de 10 MPa. Le manque de maniabilité qui empêche la vibration de ce type de béton pauvre est compensé avec le compactage d'où son appellation béton compacté au rouleau. Le BCR permet également de réduire le nombre de joint au sein du béton. Au lieu d'avoir des joints chaque 15 m dans toutes les directions, à cause du problème d'on se contente à des joints amont-aval avec des espacements de 30 à 45 m.

Deux géométries sont à envisager pour les barrages en BCR au Maroc selon la géologie des fondations et les matériaux de construction disponible :

- Le profil à parement amont vertical : il est conçu pour des fondations de bonnes qualités généralement calcaires avec un parement aval d'une pente de $0,7H/1V$ à $1H/1V$. le dosage en ciment peut aller de 90 à 120 Kg/m^3 . On cite comme exemples les barrages Taskourt, Hassan II ...
- Le profil symétrique avec généralement des parements de $0.7H/1V$ comme pente : sa géométrie lui offre une grande résistance à toutes les sollicitations. Il est conçu dans des contextes géologiques médiocres (calcaires fissurés, schistes ...) et avec des matériaux pour les agrégats de qualités moyennes. Ce profil permet de pallier au problème du risque de fissuration au pied amont exprimé par la condition de Maurice Levy qui impose que la contrainte de compression au pied amont du barrage soit supérieure à la poussée hydrostatique de la retenue, autrement l'apparition de fissures à cet endroit devient vraisemblable (voir exemple ci-dessous extrait du bulletin 117 du CIGB). A l'aide du poids du BCR de la partie amont on augmente la contrainte de compression. Pour les dosages en ciment, ils sont de 70 à 90 Kg/m^3 . Les exemples pour cette conception sont : Barrage Tamalout, Sidi Abdellah, Ouljet Essoltane ...

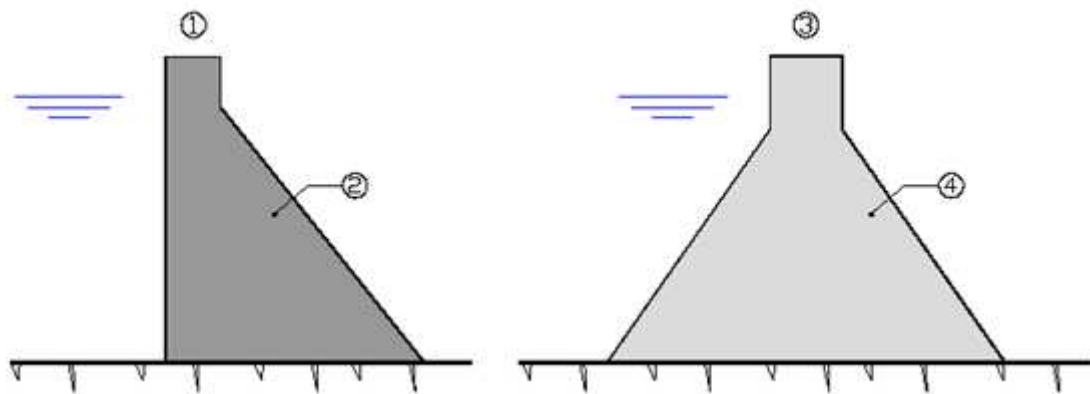


Figure 10 : exemple d'un barrage en BCR (Barrage Yaacoub Al Mansour)

Il est à noter que, pour les ciments utilisés dans les BCR, le bulletin 126 du CIGB recommande d'utiliser un liant qui contient un rapport assez élevé en ajouts minéraux (cendres volantes, pouzzolanes, ...). En effet, ces ajouts permettent de réduire le rapport eau/ciment, réduire l'effet de l'alcali-réaction et d'augmenter la maniabilité de la pâte en jouant un rôle de retardateur de prise. Au Maroc, on se contente d'ajouter les fillers en raison de 100 à 150 Kg/m³ sans essayer de jouer sur la composition du ciment, jugée plus difficile à maîtriser. Des adjuvants à la fois réducteurs d'eau et entraîneurs d'air sont également utilisés. De point de vue granulats, la fraction fine est à augmenter pour des raisons d'étanchéité mais sans conduire à des rapports E/C importants et enfin il faut faire attention à la taille maximale des agrégats (au Maroc, D_{max} est fixé à 63 mm) pour éviter la ségrégation.

Un exemple de formulation du BCR du barrage Tamalout dans la province de Midelt est donné, à titre d'indication, dans le tableau suivant:

Sable 0/5mm subroyé	5/16 mm en Kg/m ³	16/31.5mm en Kg/m ³	31.5/63 mm en Kg/m ³	Ciment CPJ45 en Kg/m ³	Eau (en litre)	Adjuv. Plastiroute M en %
880	520	400	530	70	105	0.8



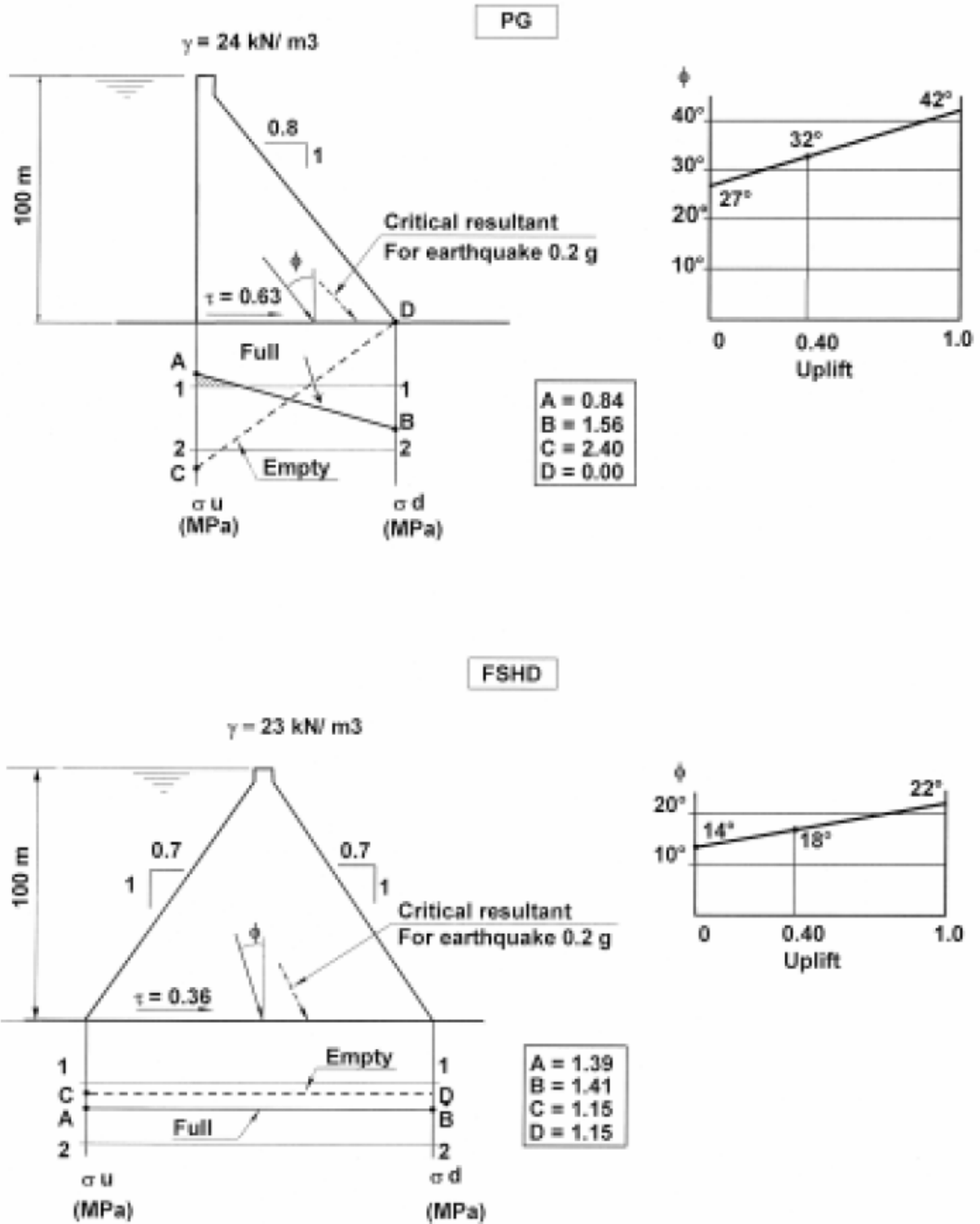


Figure 11: comparaison entre les 2 profils pour barrage poids en BCR

Réf : Bulletin 117 du CIGB

I.3.1.2.4 Béton cyclopéen :

Le Béton cyclopéen est un béton contenant des gros blocs de pierre, des moellons, des galets, pouvant avoir des tailles jusqu'à 400 mm. Il est généralement utilisé pour de gros volumes ne

demandant pas de résistance mécanique élevée (ouvrage massif, remplissage par exemple). En outre il nécessite un pmatériel de malaxage adapté. Quant au dosage en ciment, il varie de 200 à 350 Kg/m³. Le barrage Tlat Jemmaa sur Oued Ben Smime dans la région d'Ifrane est un exemple de ce type de barrage au Maroc. Le problème de ces barrages réside dans la qualité de mise en place du béton entre blocs et de sa vibration et aussi le contrôle des couches de 10 à 20 cm de béton de contact entre les couches des blocs.

I.3.2 Barrages souples :

Les barrages souples en terre peuvent être construits avec des matériaux de caractéristiques très divers allant de l'argile très fine à des éléments très grossiers ou même des roches altérées facilement compactées. L'utilisation d'un matériau ou d'un autre dépend de la disponibilité dans la zone d'emprunt.

Un barrage en remblai est constitué en général de six éléments :

- Un organe d'étanchéité : constitué d'un matériau imperméable habituellement noyau argileux, masque amont ...
- Recharges (amont et aval) : remblai situé à l'aval et à l'amont de l'écran interne d'étanchéité dans un barrage en terre ou en enrochement.
- Riprap : couche d'enrochement ou de blocs préfabriqués disposée en vrac à l'amont du barrage.
- Filtres : matériau dont la granulométrie est telle que les particules fines ne puissent pas migrer vers les zones drainantes.
- Drains : ils drainent les eaux de fuites vers l'aval à l'extérieur de l'ouvrage.
- Risbermes : décrochement horizontal sur le talus d'un barrage en remblai.

Quel que soit la composition du barrage en terre, on distingue trois schémas différents.

I.3.2.1 Barrage zoné à noyau :

Une coupe générale de ce type est donnée par la figure suivante :

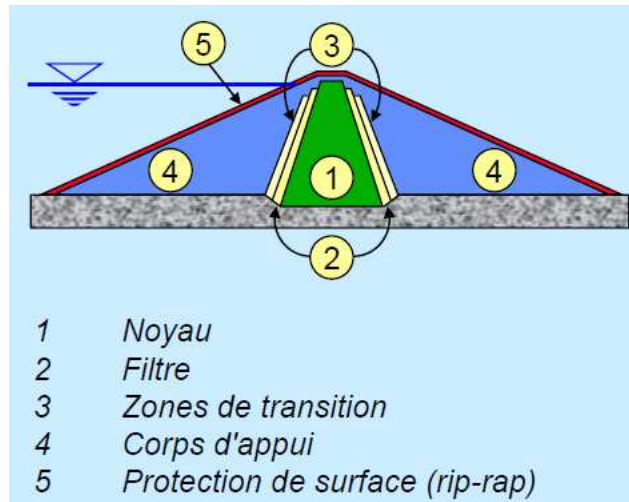
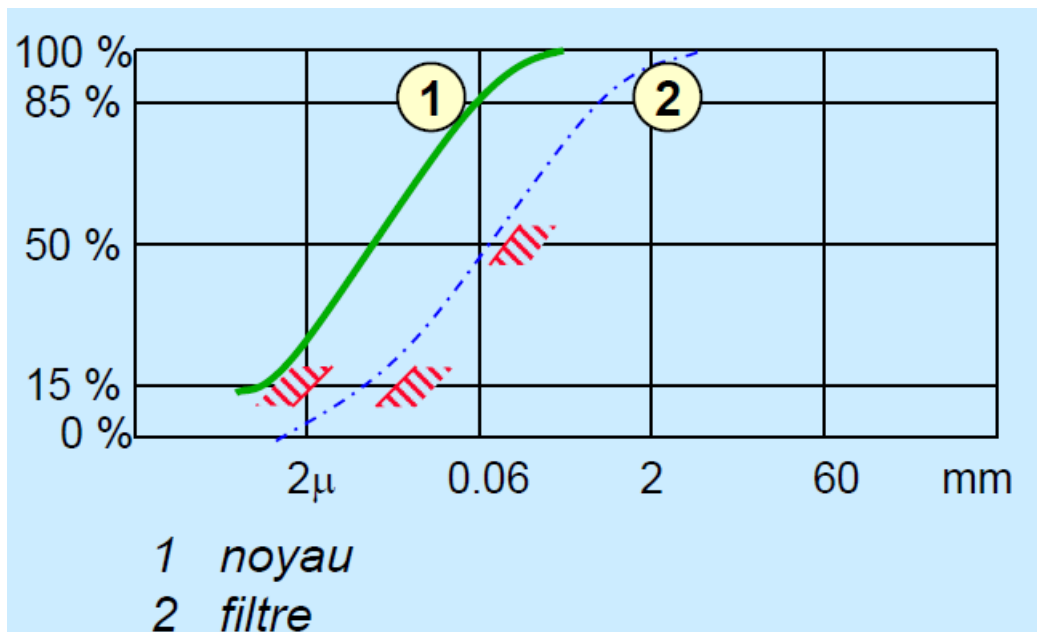


Figure 12: profil général du barrage à noyau en digue zonée

Lorsqu'on ne dispose que de matériaux hétérogènes dans la zone d'emprunt, on ne peut pas concevoir un barrage homogène. En revanche, on construit une digue en plusieurs zones constitués de matériaux différents chacune jouant un rôle spécifique. Le rôle de l'étanchéité est assuré par le noyau et les recharges permettent de stabiliser le barrage.

Vue l'importance du noyau pour l'étanchéité, on impose en général des argiles avec des spécifications précise surtout en terme de perméabilité ($< 10^{-7}$ m/s). Pour les filtres, ils doivent protéger le noyau, raison pour laquelle on doit satisfaire les deux conditions de Terzaghi :



La première condition de Terzaghi est dite de perméabilité :

$$D_{15, \text{filtre}} > 5 D_{15, \text{noyau}}$$

Quant à la 2^{ème}, elle est dite de rétention :

$$D_{15, \text{filtre}} < 5 D_{85, \text{noyau}}$$

L'organe d'étanchéité qui est le noyau peut être mince, large ou incliné (voir la figure suivante)

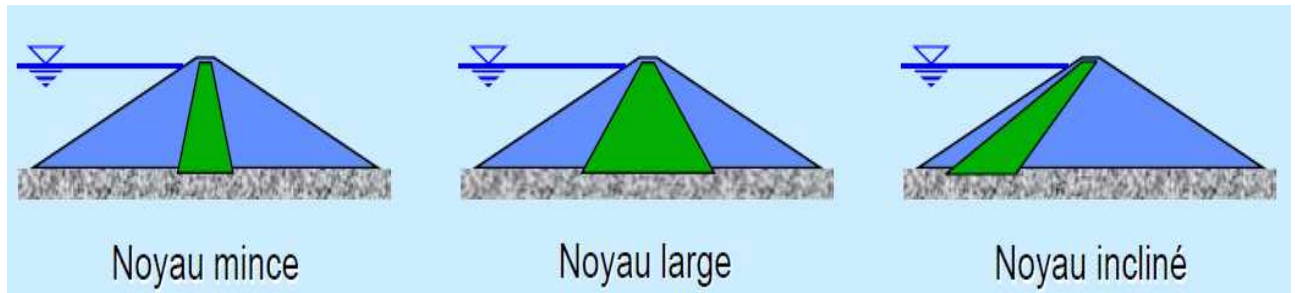


Figure 13: types de noyaux

Pour les barrages Marocains, l'exemple de ce type est le barrage Oued El Makhazine (voir figure ci-après), Dar Khroufa ...



Figure 14: exemple de chantier de barrages à noyau

Les particularités des barrages zonés sont :

- Corps du barrage très flexible et pouvant s'adapter aux conditions du terrain ;
- Structures très peu sensibles aux tassements et au séisme ;

- Excavations limitées ;
- Contraintes faibles sur le sol de fondations ;
- Gradients hydrauliques faibles dans le noyau et dans la fondation.

Ils ont, en revanche les inconvénients suivants :

- Volume des matériaux très important ;
- Nécessité de disponibilité des matériaux argileux en grandes quantités à proximité du site ;
- Perturbation de la mise en place du noyau par la pluie.



Figure 15 : exemple d'un barrage zoné à noyau (Barrage El Himer)

I.3.2.2 Barrage à masque amont :

Le masque amont est généralement en béton pour assurer l'étanchéité. Ce genre de barrage en terre est construit dans le cas où la mise en place d'un noyau n'est pas possible. Pour les barrages en remblai au Maroc, ce type est devenu très répandu (barrage Martil, Zerrar, Tazirte, Ahmed El Hansali ...) et d'autres sont de plus en plus prévus.

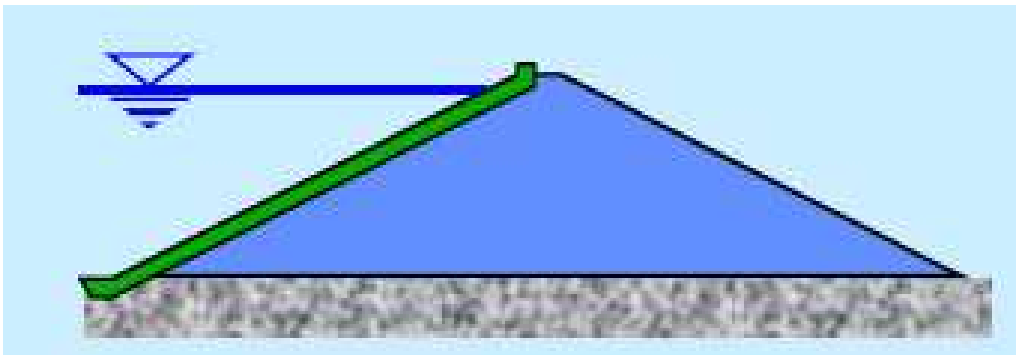


Figure 16: profil général d'un barrage à masque amont

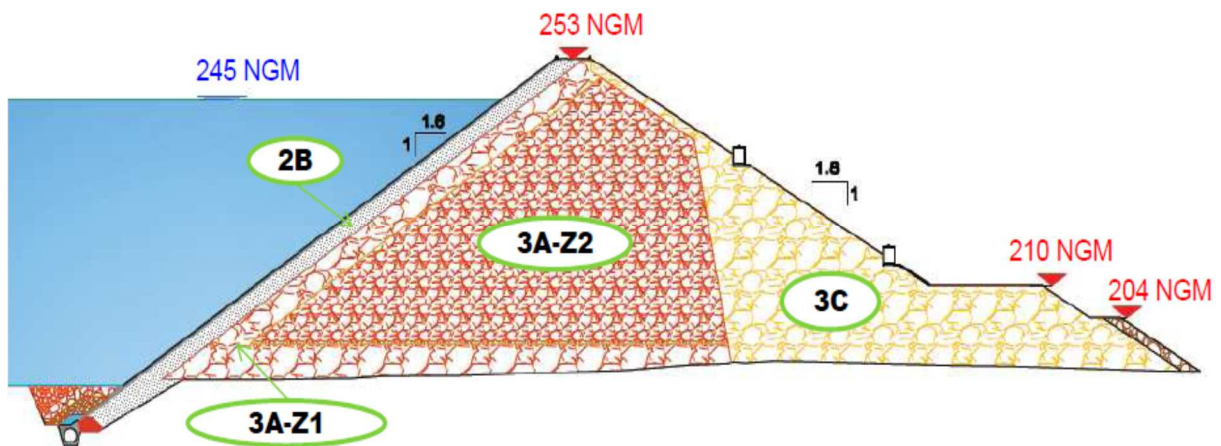
Une coupe type de ce type est donnée par l'exemple du barrage Tarzirte ci-dessous, où l'organe d'étanchéité est constitué par un masque en béton avec une épaisseur donnée par le tableau suivant du bulletin 144 du CIGB:

Charge hydraulique (H)	Épaisseur de la dalle du masque (t)
> 100 m	0,3 m + 0,002H* à 0,3 m + 0,004H*
50 m à 100 m	0,3 m
< 50 m	0,25 m

* H = charge hydraulique au-dessus de la plinthe, en mètres



Figure 17 : exemple d'un barrage en enrochements à masque amont en béton (Barrage Zerrar)



Avec :

- 2B ALLUVIONS ECRETE A 50mm
- 3A ALLUVIONS TOUT-VENANT
Z1- ZONES AMONT ET BASSE
Z2- ZONE CENTRALE
- 3C ENROCHEMENTS CALCAIRES

Figure 18: exemple de la coupe du barrage Zerrar

Le masque amont est constitué d'un béton 31.5/20 avec des caractéristiques fixées par le bulletin 141 du comité international des grands barrages (CIGB), à savoir :

- Une résistance caractéristique à la compression à 28 jours entre 20 et 24 MPa. Cet intervalle permet d'avoir un béton assez souple pour pouvoir suivre les tassements de la transition 2B ;
- Un rapport (eau sur ciment) E/C inférieur à 0.5 ;
- Un pourcentage de l'air occlus entre 4 et 6% ;
- Un affaissement entre 30 et 70 mm ;
- Un ferrailage au voisinage de 0.4% horizontalement et de 0.5% verticalement.

Il repose nécessairement sur une plinthe qui le relie aux fondations et sert de galerie pour le drainage et pour les injections. La zone 2B sert comme assise pour le masque. Quant à la zone 2C, c'est un matériau qui satisfait les conditions de filtre de Terzaghi mais aussi un drain qui se prolonge aussi sous le barrage en contact avec les fondations comme tapis drainant. A l'aval de 2C on retrouve un tout-venant 3B qui constitue le plus grand volume à l'aval duquel on met des enrochements puis un Rip-Rap de protection du pied aval. Il est à noter que les matériaux à l'aval de 2B varient d'un barrage à un autre selon leur disponibilité dans les zones d'emprunt.

Le masque amont est mis en place sous forme de panneaux verticaux de 15 m de largeur liés entre eux, avec la plinthe et en fin avec le mur parapet amont en utilisant des joints en cuivre.



Figure 19: vue de l'amont du masque amont en béton du barrage Zerrar en cours

Un exemple de plinthe : celle du barrage Martil en cours de construction dans la photo ci-dessous. L'expérience de ce type de barrage à travers le monde montre que la majorité des fuites se produisent au niveau du joint entre le masque et la plinthe, raison pour laquelle le comité international des grands barrages propose le détail suivant en ajoutant une 2^{ème} barrière d'étanchéité en water stop au milieu du joint.

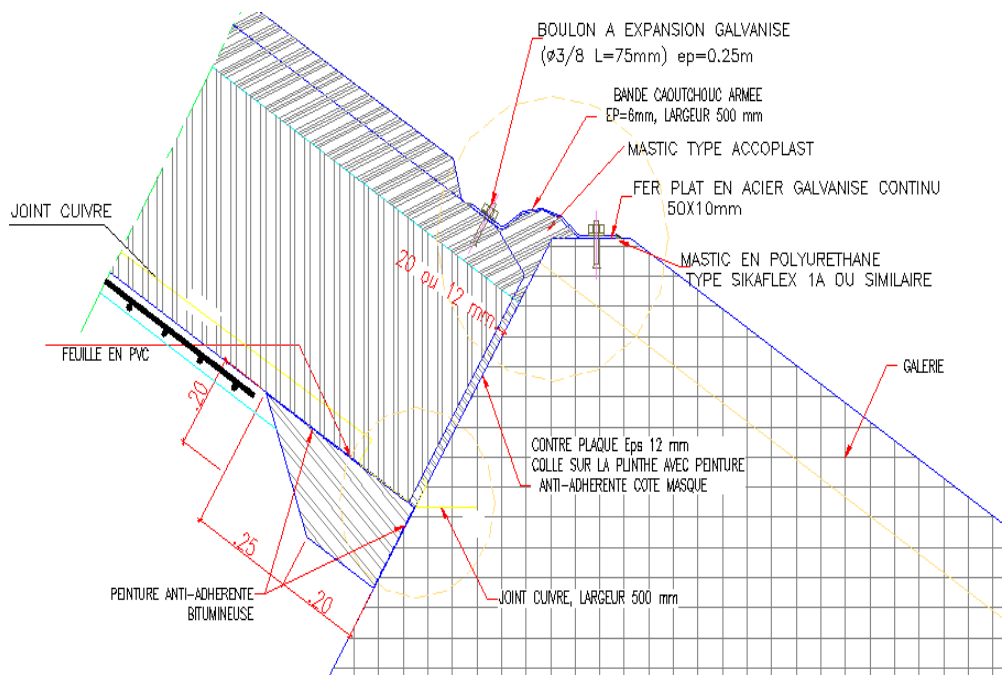




Figure 20: vue de la rive droite de la plinthe du barrage Martil

Ces barrages ont les avantages suivants :

- Corps du barrage très flexible et pouvant s'adapter aux conditions du terrain ;
- Structure peu sensible aux tassements globaux et peu sensible aux séismes ;
- Excavations limitées ;
- Pas de matériaux argileux à mettre en place ;
- Contraintes faibles sur le sol de fondation.

Mais ils ont également quelques inconvénients :

- Volume de matériaux à mettre en place très importants ;
- Gradients hydrauliques importants sous la fondation de la plinthe ;
- Le masque amont en béton est sensible aux tassements différentiels des remblais en dessous.
- Un grand linéaire en cuivre utilisé dans les joints entre plots du masque, entre le masque et la plinthe et enfin entre le masque et le mur parapet en crête.

I.3.2.3 Barrage homogène :

Il est constitué de matériaux permettant d'obtenir après compactage des conditions d'étanchéité et de stabilité satisfaisantes. Il comporte en outre un drainage dans sa partie aval

et une protection mécanique en amont. A moins d'avoir des zones d'emprunt d'argile en qualité en quantité requise, cette conception se limite en général aux digues de col.

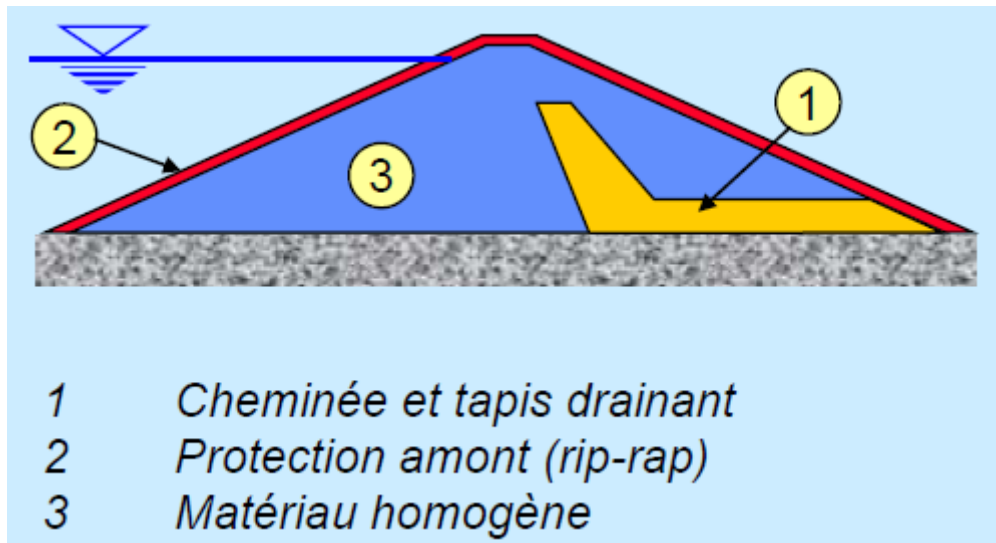


Figure 21: profil général d'un barrage en remblai à digue homogène

I.3.3 Conclusion

Pour conclure, le choix du type de barrage obéit également, comme le choix du site, à la fois aux contraintes géologiques et aux contraintes topographiques. De façon très schématique, on peut dire qu'au Maroc le choix entre un barrage en terre (souple) et un barrage en béton (rigide) se base sur le critère géologique : dans le cas d'une fondation meuble ou rocheuse mais très fracturée, on a recours à un barrage souple soit en masque amont soit en digue zonée et rarement une digue homogène (faute de disponibilité d'argile) et dans le cas d'une fondation rocheuse de bonne qualité, on préfère les barrages rigides poids en BCR ou rarement, si les conditions sont respectées, les barrages voûtes. Cette tendance vers les barrages poids en BCR d'une part et vers les barrages en remblai à masque amont ou à noyau a été dictée au Maroc par la contrainte économique, par la contrainte des délais d'exécution et par la complexité d'exécution des autres variantes.

I.4 Traitement des fondations par injections

Les injections sont un traitement des fondations de mauvaises qualités en vue de les consolider et d'augmenter leur étanchéité. Elles sont exécutées généralement au pied amont du barrage ou à partir de la galerie de pied amont avec des forages ayant des profondeurs allant de quelques mètres à une centaine de mètres et puis avec un remplissage en coulis de ciment sous pression constitué généralement de :

- Ciment : au Maroc on utilise souvent soit le ciment CPJ55 au parfois CPA65 ;
- Eau : le rapport eau/ciment utilisé varie entre 70% et 80% ;

- Adjuvent: introduit avec un rapport A/C autour de 1% ;
- Bentonite : c'est une argile très fine qui contribue à la stabilité et à la pénétrabilité du coulis souvent avec des rapports B/C faibles inférieurs à 1%.

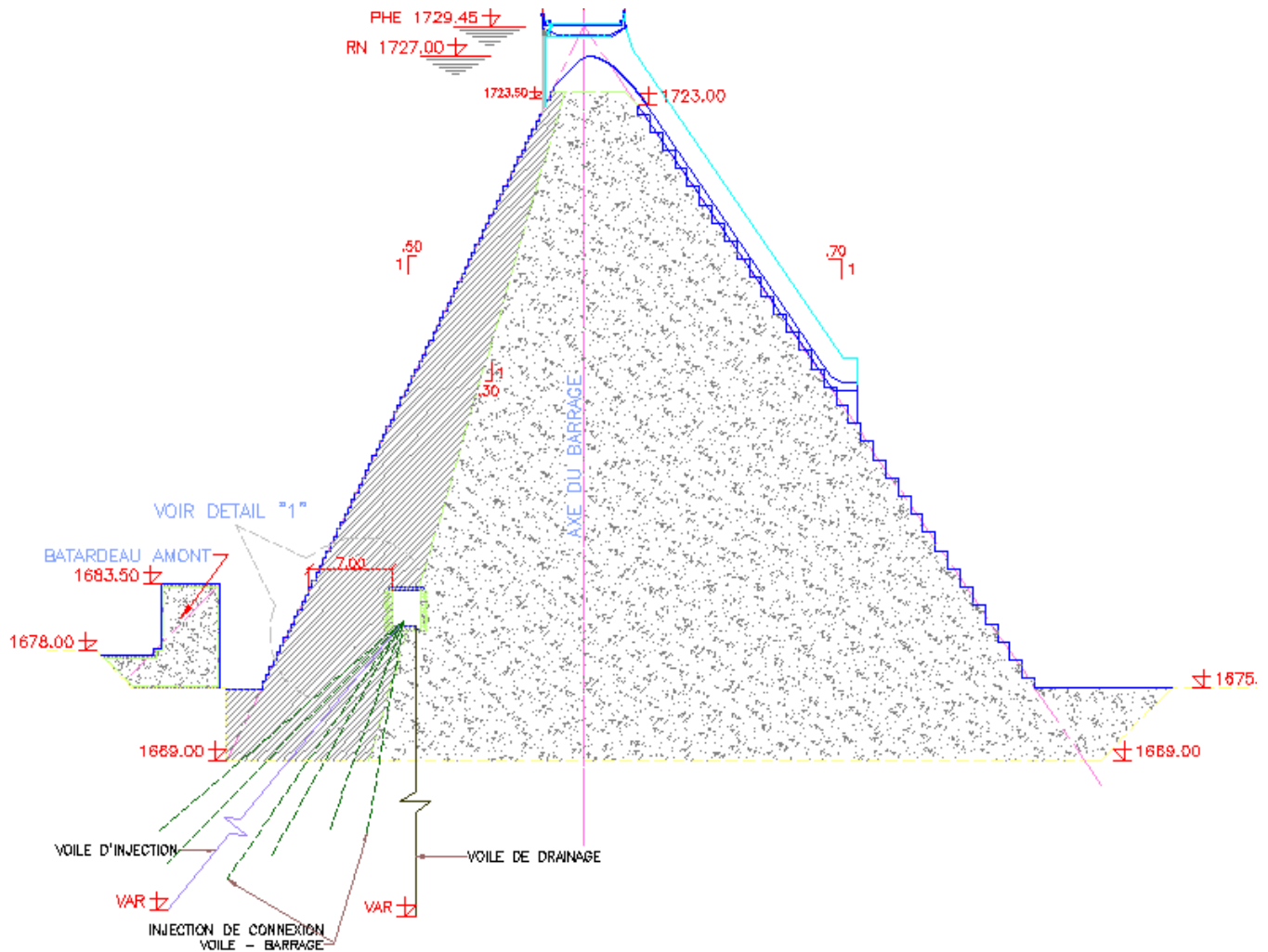


Figure 22: exemple du voile d'injection du barrage Tamalout à Midelt

Les injections ont un double rôle :

- Voile d'étanchéité : il diminue la perméabilité des fondations et permet au barrage de rejoindre le substratum imperméable souvent à des dizaines de mètres de profondeur;
- Injections de consolidations : elles augmentent la résistance des fondations traitées et permet de traiter les fissures superficielles naturelles ou créées par l'emploi des explosifs. Elles ne dépassent pas une dizaine de mètres de profondeur.

Le coulis d'injection est considéré comme un fluide Binghamien et présente un comportement rhéologique linéaire (voir courbe 2) :

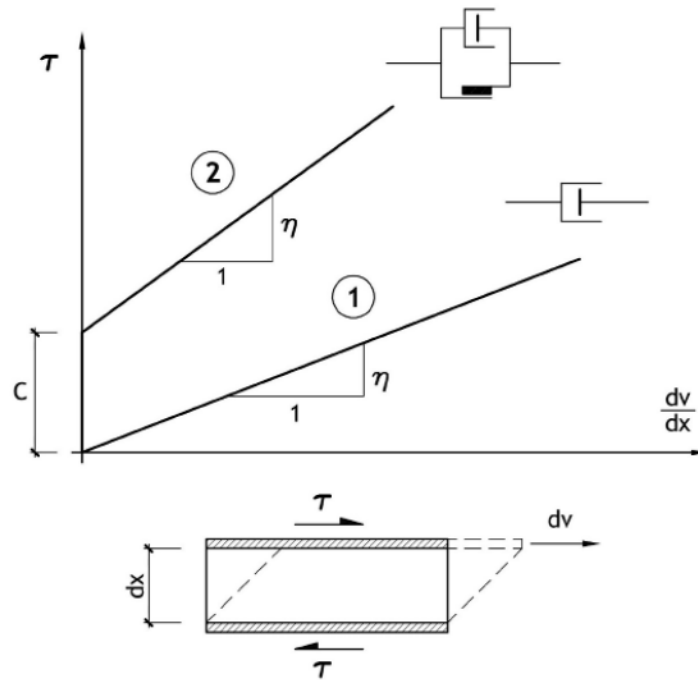


Figure 23: comportement rhéologique du coulis d'injection

$$\sigma = c + \mu . U$$

Avec :

σ : Contrainte de cisaillement

c: cohésion

μ : viscosité dynamique

U : vitesse de cisaillement

L'expérience montre que pour avoir un meilleur traitement de la fondation, on exige des performances précises sur les coulis d'injection selon l'état de fracturation des terrains :

- La viscosité du coulis ne doit pas dépasser 35 s mesurée sur le cône de Marsh de diamètre 4.75 mm;
- La décantation doit rester inférieure à 5% ;
- La résistance à la compression exigée à 28 jours est en général de 10 MPa pour le voile d'injection et de 20 MPa pour les injections de consolidation.

Actuellement, on utilise la méthode dite de « GIN » (voir courbe ci-dessous) dans laquelle le maître d'ouvrage ne définit pas seulement, en fur et mesure de l'avancement de l'injection) le

volume max V_{max} et la pression max P_{max} à ne pas dépasser selon la nature du terrain traité, mais elle définit aussi le produit max des deux.

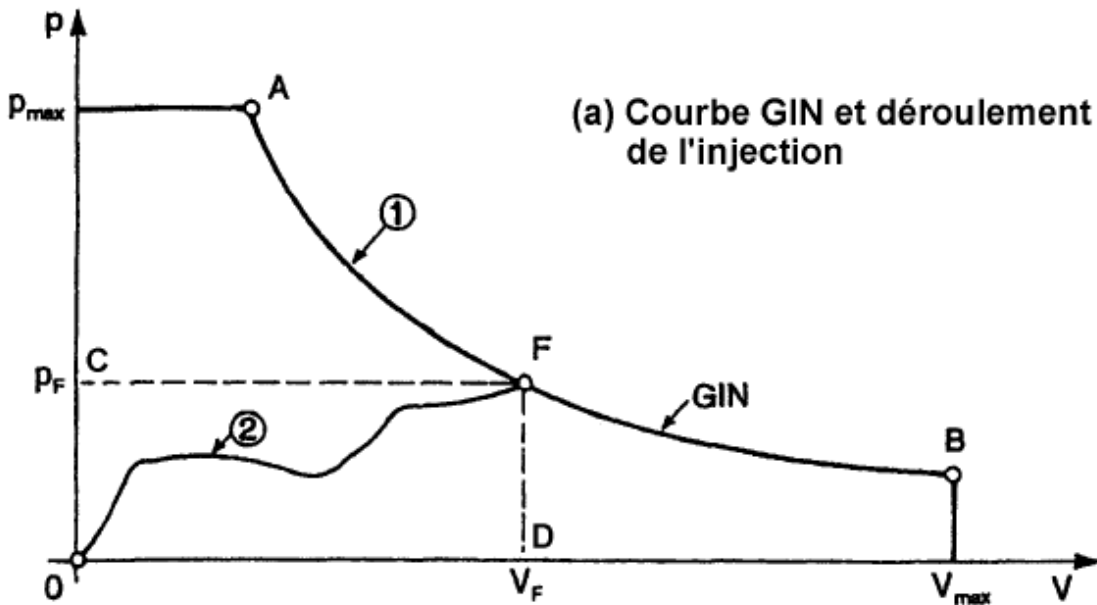


Figure 24: méthode GIN utilisée pour les injections

La courbe 1, représente la courbe limite de l'injection (pression en fonction de l'absorption) et la courbe 2 représente la courbe réelle de l'injection.

Il est à remarquer qu'un contrôle strict et permanent est essentiel. Autrement, des pressions supérieures à P_{max} par exemple peuvent provoquer de nouvelles fissures dans les terrains (des claquages) ce qui nécessitera des volumes additionnels de coulis d'injection.

Dans le cas des barrages souples le traitement peut même aller à une paroi moulée au pied amont ou en partie centrale pour connecter l'organe d'étanchéité (masque amont ou noyau) avec le substratum imperméable. Au Maroc c'est le cas du barrage Moulay Bouchta dans la région de Chefchouen.

Chapitre II Calcul hydraulique

II.1 Hydrologie

L'objectif de l'étude hydrologique est d'une part de fournir les séries des apports d'eau ramenés par le cours d'eau à l'échelle mensuelle et à l'échelle annuelle en se basant sur l'historique des mesures effectuées dans les stations de jaugeage avec lesquelles la majorité des oueds du royaume ont été équipés chacun depuis une durée donnée. D'autre part, l'étude hydrologique permet la connaissance des hydrogrammes de crues qui traduisent pour chaque période de retour la forme, l'amplitude et la durée des crues.

II.1.1 Méthodes les plus utilisées

II.1.1.1 Méthode du Gradex

La méthode du Gradex est en principe applicable dans les bassins dont les hydrogrammes de crue ont une durée comprise entre quelques heures et un petit nombre de jours. Cependant, elle est appliquée dans la quasi-totalité des études hydrologiques réalisées pour les barrages quelque soit la surface des bassins versant.

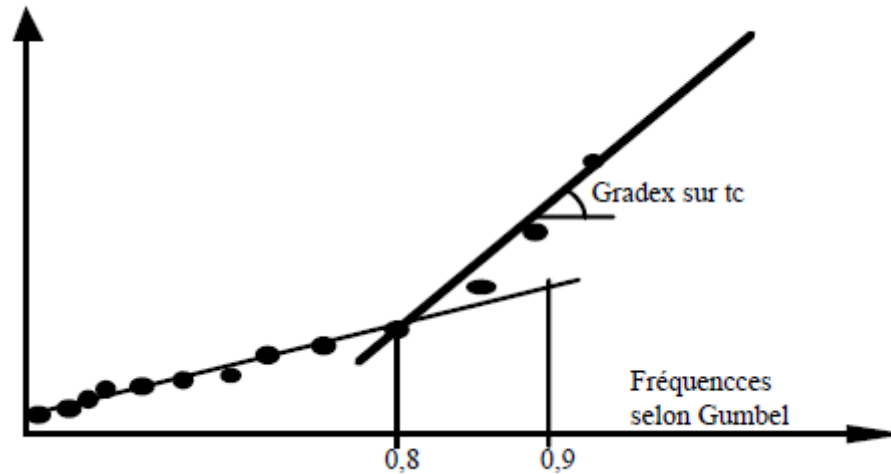
- A partir de quelques hydrogrammes de crue, on estime le temps de concentration. Ce temps sera pris comme pas de temps pour les données pluviométriques. Sinon on peut garder le pas journalier que la majorité des stations utilise. Le temps de concentration peut être aussi donné par des formules empiriques.
- Etayé par de nombreuses analyses fréquentielles des hauteurs de précipitations effectuées dans diverses parties du monde, la fréquence $F(P)$ de la précipitation en t heures (t entre 5 et 50 heures environ) en un lieu et pendant une saison donnée est de type à décroissance exponentielle simple et tend, lorsque P est grand, vers une fonction exponentielle comme, par exemple, la loi de Gumbel :

$$F(P) = e^{-K e\left(-\frac{P}{a}\right)}$$

Le paramètre a appelé le Gradex (gradient des valeurs extrêmes) est un paramètre climatologique calculé à partir de quelques dizaines années d'observations journalières. Il est la pente de la droite $F(P)$ d'ajustement des valeurs extrêmes de précipitations sur un graphique Gumbel.

- Pour passer des hauteurs de crue aux volumes correspondant pendant le pas de temps choisi, on fait intervenir une seconde hypothèse : en périodes de hautes eaux (au-delà

de la crue 1/10 ou 1/20 ou parfois même 1/50), quand on s'approche de la saturation du bassin versant tout accroissement dP des précipitations produit un accroissement dQ de la lame d'eau ruisselée qui tend à devenir égale à dP.



- Pour passer de la loi de probabilité du débit moyen Q en t heures à celle du débit de pointe Qp, on lui applique le rapport $r = Q_p/Q$ qui interdépendant du débit et dont la valeur moyenne est déterminée sur le plus grand nombre d'hydrogrammes disponibles.

Cette méthode peut s'appliquer pour des bassins versants dont le temps de concentration ou le temps de base moyen est inférieur ou égal à 3 jours. Elle nécessite la connaissance des débits sur une dizaine d'années pour en déduire des quantiles Q. Elle ne s'applique pas aux régions soumises à des événements de cyclones.

Le mini projet N°1 est consacré pour donner un cas pratique de cette méthode vu son importance et sa large utilisation dans le domaine de barrage.

II.1.1.2 La méthode rationnelle

L'estimation du débit de crue, pour différentes périodes de retour, pour les petits bassins versants a été faite par la méthode Rationnelle qui s'énonce comme suit :

$$Q(T) = \frac{C i(T, t_c) A}{3.6}$$

Avec :

Q(T) : Débit de pointe de la crue en m³/s ;

T : Période de retour (ans) ;

C : Coefficient de ruissellement (voir paragraphe suivant) ;

I(T, tc) : Intensité de la pluie en mm/h pour la période de retour T et la durée tc (voir courbe IDF);

A : Superficie du bassin versant en km² ;

tc : Temps de concentration en min.

II.1.1.3 Les formules empiriques et formules régionales

Il existe de nombreuses formules d'estimation des débits des crues et leur étude détaillée permet une vue d'ensemble du développement historique de l'hydrologie (Myer, Creager, Fuller, Santi, Sciemeni, Giandotti, Gherardelli-Marchetti, etc). En général, il existe trois catégories :

-Formules dans lesquelles le débit est lié seulement à la surface du bassin versant :

$$Q = a A^n$$

-Formules dans lesquelles le débit est lié à la surface du bassin versant et à d'autres paramètres topographiques et météorologiques :

$$Q = f(A, I_p, P \dots)$$

-Formules faisant intervenir la durée de retour de la crue :

$$Q = f(A, T, \dots)$$

Il faut savoir que les études effectuées à l'échelle régionale ont donné naissance à des formules empiriques dans lesquelles interviennent plusieurs paramètres topographiques, météorologiques et hydrauliques.

II.1.1.4 Courbes enveloppes

Dans cette méthode, les pointes de crues maximales observées dans une région de caractéristiques hydrologiques homogènes sont reportées en fonction de l'aire du bassin versant, permettant de tracer une courbe enveloppe des points correspondant. Cette courbe est considérée comme la limite supérieure des points de crues possible pour la région considérée.

Francou et Rodier ont appliqué cette méthode à l'échelle internationale et ont proposé la formule suivante :

$$\frac{Q}{Q_0} = \left(\frac{A}{A_0}\right)^{1-K/10}$$

Avec :

Q débit de pointe de la crue en m³/s

A superficie du bassin versant en km²

K coefficient compris entre 0 et 6 et fonctions des divers facteurs climatiques et géographiques.

II.1.1.5 Ajustement des débits de crue aux lois statistiques

Le débit d'un cours d'eau est une variable aléatoire. Les valeurs moyennes pendant des intervalles de temps déterminées constituent un échantillon $Q_1, Q_2 \dots$ de cette variable. Cet échantillon peut alors être traité par le calcul de probabilité et par les méthodes statistiques habituelles, sous réserve toutefois que la population considérée soit homogène dont les caractéristiques doivent être stationnaires.

Les méthodes probabilistes utilisées sont les méthodes stochastiques, les méthodes de renouvellement et les méthodes à échantillonnage. Quant aux lois utilisées, elles sont nombreuses, les plus utilisées sont la loi de Gumbel, Log Pearson, Log normale et la loi de Fuller ou exponentielle.

II.1.1.6 Méthode de la pluie maximale probable (CMP)

La PMP est définie comme étant « théoriquement la plus forte précipitation d'une durée déterminée, qui est physiquement possible sur une surface donnée, dans un site géographique particulier et à une certaine époque de l'année ».

Dans certains pays, on a déterminé et publié des estimations de la PMP généralisées. A partir de ces publications on peut calculer en lieu quelconque des PMP de différentes durées pour une surface de taille donnée. Si nécessaire, on peut ainsi dresser une carte synthétique des isohyètes de PMP, superposée à la carte du bassin versant pour avoir une estimation moyenne de la PMP sur le bassin.

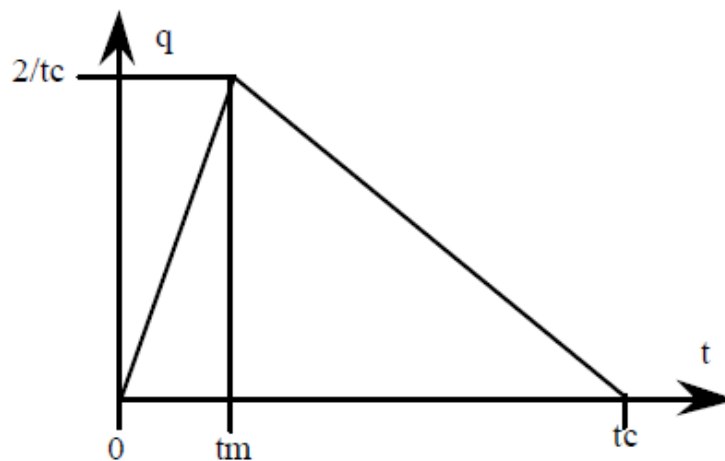
Après avoir déterminé la PMP pour un bassin, il faut transformer cette précipitation en crue maximale probable (PMF). Les méthodes utilisées pour cette transformation sont nombreuses. En général, ce passage de la pluie de projet en une crue de projet se décompose en deux étapes successives :

- L'application d'une fonction dite de rendement qui fait passer la pluie brute à la pluie nette.
- L'application d'une fonction dite de transfert qui traduit l'atténuation et le décalage dans le temps de la pluie nette (sans modification du volume de l'écoulement), correspondant à la propagation des débits dans le réseau hydrographique du bassin versant.

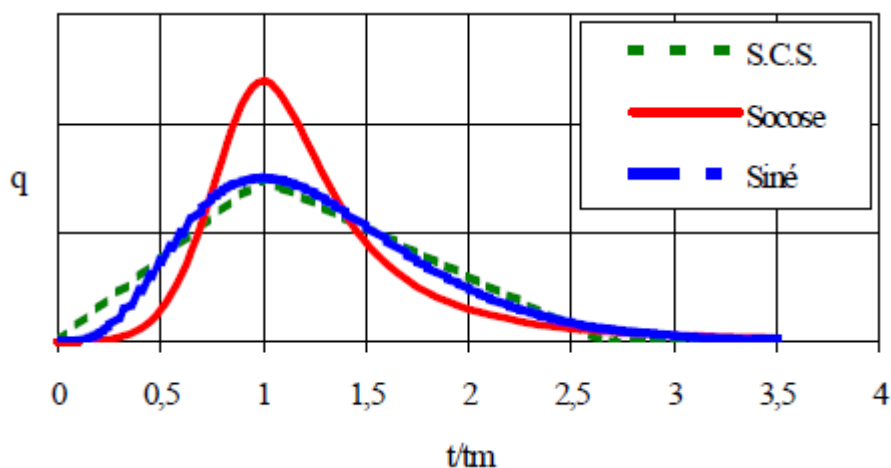
II.1.2 Détermination des hydrogrammes des crues

La détermination de l'hydrogramme de crue se base sur l'historique des enregistrements de crues au niveau des stations hydrologique. Le cas échéant, ils sont reconstitués à l'aide d'hydrogrammes de crue unitaires comme :

- L'hydrogramme triangulaire : (où q est le débit unitaire, t_m est le temps de montée et t_c est le temps de concentration)



- Ou les hydrogrammes unitaires SCS, SOCOSE ou Siné :



La forme typique des hydrogrammes de crue est donnée par la figure suivante :

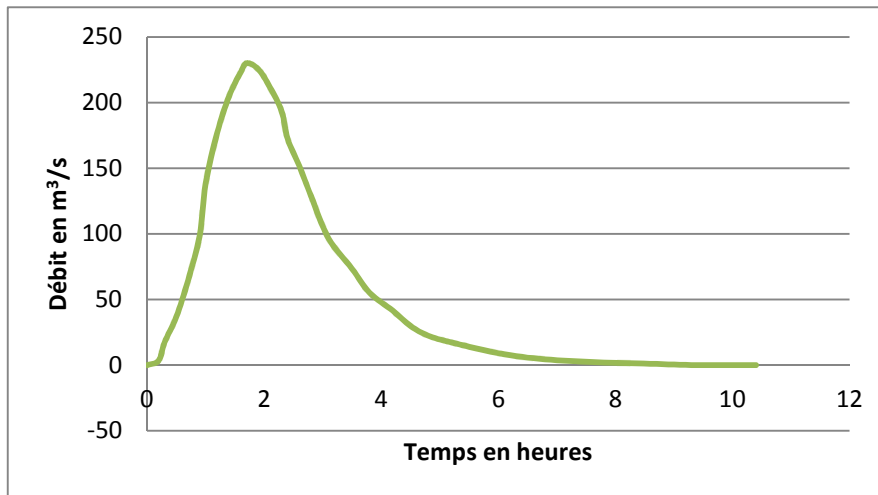


Figure 25: forme de l'hydrogramme de crues

II.2 Régularisation

II.2.1 Utilisation des eaux de la retenue

Les barrages peuvent avoir, selon leurs raisons d'être, plusieurs utilisations à savoir :

- L'alimentation en eau potable : elle représente la partie la plus importante. La modulation de ses besoins est fixée par l'ONEP (office national de l'eau potable). Ce dernier impose un taux de déficits précis au-dessous duquel la satisfaction du besoin en AEP ne doit pas se placer. Le besoin en AEP est en général la dotation la plus urgente à satisfaire. Les barrages Marocains actuels se dotent en général de trois prises AEP sous forme de conduites forcées dont les entrées sont calées à différents niveaux chacune fonctionnant selon le degré de qualité exigée;
- L'Agriculture : l'irrigation des périmètres agricoles est aussi une utilisation très courante des eaux des barrages Marocains souvent avec des débits importants. Les offices régionaux de mise en valeur agricole se chargent de définir les besoins ainsi les taux de déficit à respecter. La prise agricole est souvent une conduite d'assez grand diamètre (>800 mm) et placée assez bas pour pouvoir donner les débits nécessaires ;
- La production d'énergie hydro-électrique : elle consiste au turbinage qui se fait dans une usine placée près du pied aval du barrage. La conduite usinière qui achemine l'eau sous pression jusqu'aux turbines a souvent un diamètre aussi grand que la prise agricole.
- La protection contre les inondations : les barrages permettent de stopper et de laminer les crues avec des débits de pointe importants et ainsi ils protègent les populations et les biens qui se situent en aval. Certains petits barrages ont été construits dans le but

uniquement de protéger contre les crues et dans certains grands barrages Marocains, on prévoit une sorte de creux réservés à la protection contre les inondations comme du barrage Kaddoussa dans la région d'Errachidia.

- Pisciculture et loisirs.



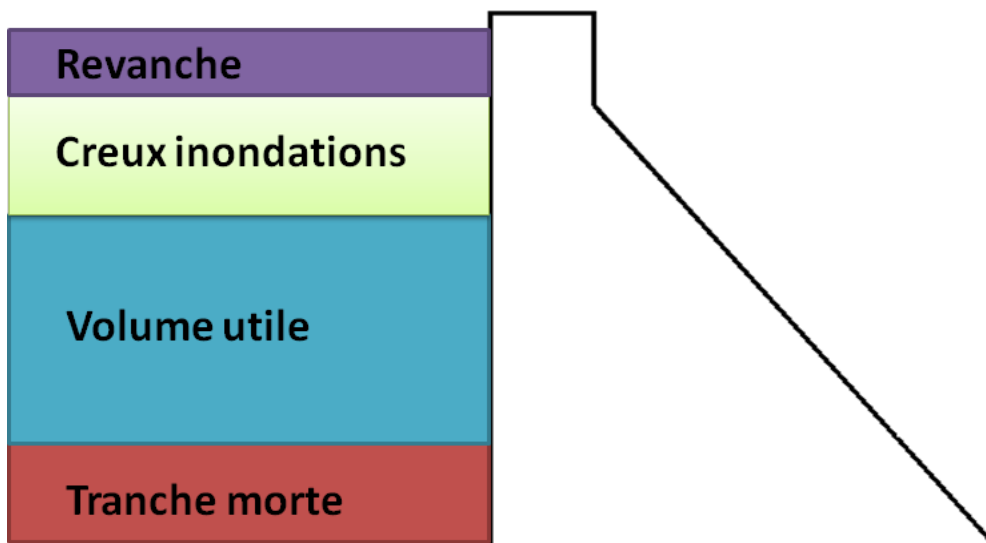
Figure 26: exemples d'ouvrages annexes permettant les utilisations du barrage (barrage Wirgane)

II.2.2 Répartition de la retenue

Selon les utilisations du barrage, on a au niveau de la retenue la répartition suivante.

Comme le montre la retenue, le volume total de la retenue est comme suit :

$$V_{total} = V_{tranche\ morte} + V_{utile} + V_{crues} + Revanche$$



- Volume de la tranche morte :

Le volume de la tranche se base sur la valeur de la dégradation spécifique en $t/Km^2/an$ qui traduit la masse des transports solides amenée par l'oued par Km^2 de la surface du bassin versant annuellement. La valeur de la dégradation spécifique est fixée généralement sur la base de valeurs utilisées dans des barrages à proximité et dans d'autres bassins versants similaires.

Dans certains barrages, on calcule le volume de la tranche morte sur 50 ans correspondant à la durée de vie du barrage. Pour certains d'autres, on se contente de 10 ans.

- Volume utile :

Le volume utile rassemble de bas en haut et selon le degré de priorité la tranche réservée à l'alimentation en eau potable, la tranche de l'agriculture, la tranche pour la production hydro-électrique.

Ce volume ajouté à celui de la tranche morte correspond à la cote de retenue normale dont le calcul fera l'objet du paragraphe suivant.

- Volume des crues :

Cette tranche correspond à la quantité qui, en cas de l'occurrence de la crue de projet, se déverse à travers de l'évacuateur de crues. Associée aux volumes précédents correspond à la cote des plus hautes eaux dont le calcul sera détaillé dans le paragraphe consacré au calcul de laminage de crue.

- Volume de la revanche :

Cette tranche est ajoutée comme revanche pour tenir compte de la hauteur des vagues générées par le vent. En effet, lorsque le vent souffle sur la retenue du barrage, il génère au bout d'une certaine durée des vagues qui peuvent se propager en direction du barrage. En supposant que le vent souffle en direction du barrage, les vagues formées peuvent déferler sur le parement.

II.2.3 Calcul de régularisation

L'objectif de ce calcul est de fixer une taille optimale du barrage en déterminant la cote de la retenue normale RN.

Les données de base nécessaires pour ce calcul sont :

- La série des apports mensuels de l'oued donnée par l'étude hydrologique sur un nombre suffisants d'année pour pouvoir dresser une simulation correcte du fonctionnement de la retenue ;
- Les besoins de chaque mois de l'année en AEP, en eau d'agriculture et les besoins pour la prise usinière ;
- Fixer les taux de déficits maximum acceptables pour chaque dotation ;
- Les lames d'eau évaporées de chaque mois ;
- Donner éventuellement le creux à réserver aux inondations ;
- Le volume de la tranche morte
- La loi hauteur-volume-surface (loi HSV). Elle provient des dépouillements des levés topographiques de la retenue. Elle donne pour chaque cote NGM la surface de la retenue et son volume.

Le principe du calcul est d'appliquer, sur un pas mensuel, l'équation de bilan suivante :

$$I \mp \Delta E = \theta$$

Avec :

I : le volume d'eau entrant. Il correspond au volume d'eau déjà existant au barrage plus le volume d'eau entrant des apports du mois ;

θ : le volume d'eau sortant qui correspond aux volume livrés pour l'AEP, l'irrigation et la production hydro-électrique ainsi qu'aux volumes perdus par évaporation et par déversement ;

ΔE : variation d'emmagasinement au cours du mois.

Pour chaque cote RN supposée au début de la simulation, on calcule les taux de déficit τ comme suit :

$$\tau = \frac{\sum \text{déficits}}{\sum \text{besoins}}$$

Et on les compare aux taux de déficits définis au départ jusqu'à ce qu'ils soient égaux. Dans ce cas on peut dire qu'on a une cote RN optimale.

Un calcul pareil est détaillé et fait au mini-projet N°2 associé à ce cours.

II.3 Courbe de tarage

Dresser une courbe de tarage consiste à donner une courbe donnant pour chaque débit Q le niveau de la surface d'eau Z correspondante : $Z = f(Q)$.

Cette loi est obtenue par la relation de Manning-Strickler :

$$Q = K_s A \sqrt{I} R_h^{2/3}$$

Avec :

Q : le débit en m^3/s

K_s : le coefficient de Strickler de la rugosité du cours d'eau en $m^{1/3}/s$

A : section mouillée en m^2

I : pente du cours d'eau

R_h : rayon hydraulique en m

Un exemple de ces courbes est donné par la figure suivante :

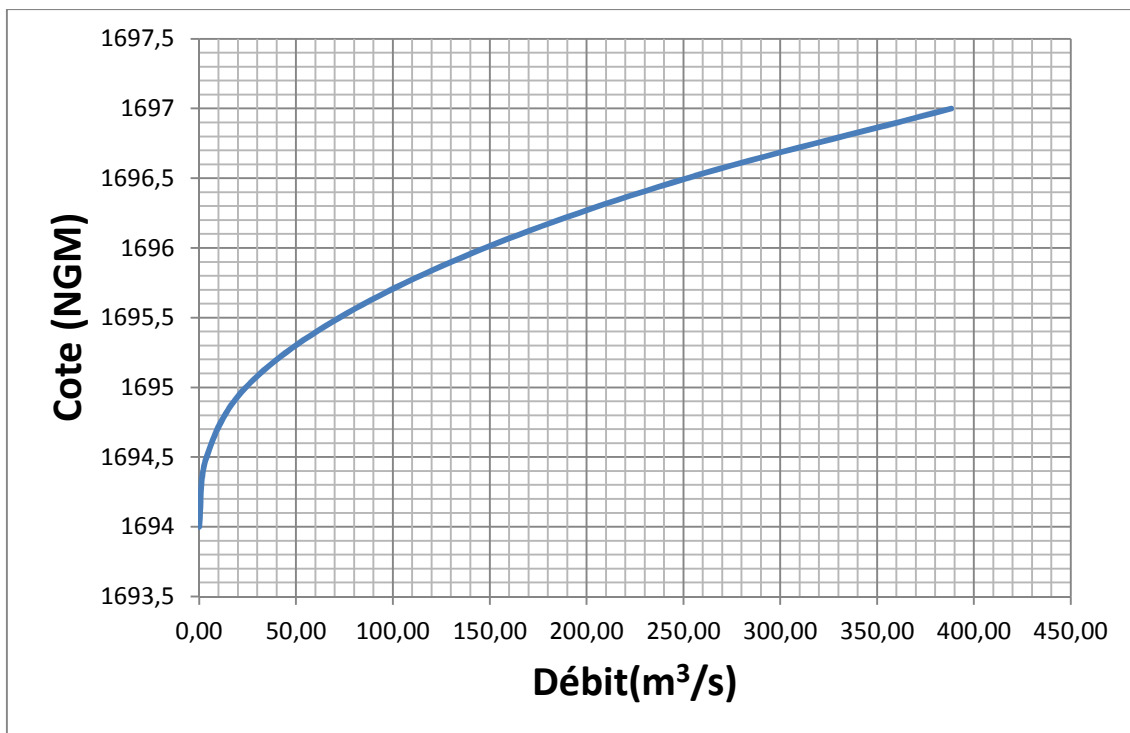


Figure 27: exemple de courbe de tarage (barrage Bousraf à Ifrane)

L'utilité de ce calcul dans le domaine des barrages est de déterminer la cote de la crête du batardeau aval de la dérivation provisoire objet du chapitre III dédié aux ouvrages annexes en appliquant l'équation de Manning-Strickler pour la section de contrôle correspondante.

Dans le domaine des ponts de franchissement des cours d'eau, savoir la cote atteinte par l'eau au niveau de l'axe du pont en fonction du débit permet de caler la ligne rouge du pont

correspondant à la cote donnée par le débit de la crue centennial plus un tirant d'eau plus l'épaisseur du tablier du pont.

Le mini-projet N°4 présente un exemple détaillé de ce calcul.

II.4 Laminage de crue

II.4.1 Equation de continuité

Le mécanisme de laminage peut être traduit par l'équation de continuité suivante :

$$Q_E(t) - Q_S(t) = \frac{dV}{dt}$$

$Q_E(t)$: débit de crue (m^3/s)

$Q_S(t)$: débit déversé (m^3/s)

dV : variation du volume (m^3)

dt : variation de temps en secondes.

Le débit entrant Q_E est défini par l'hydrogramme de la crue de projet (1/1 000 pour un barrage en béton et 1/10 000 pour un barrage en remblai) et le débit sortant Q_S est fonction du niveau de l'eau, de type et des caractéristiques du pertuis et de l'évacuateur tandis que le volume est obtenu de la courbe cote-volume.

Considérons $Q_E(t_1)$, $Q_E(t_2)$ les débits d'entrée, $Q_S(t_1)$, $Q_S(t_2)$ les débits de sortie et V_1 , V_2 les volumes aux instants t_1 et t_2 .

L'équation de continuité en termes de valeur moyenne devient :

$$\frac{Q_E(t_1) + Q_E(t_2)}{2} \Delta t - \frac{Q_S(t_1) + Q_S(t_2)}{2} \Delta t = V_2 - V_1$$

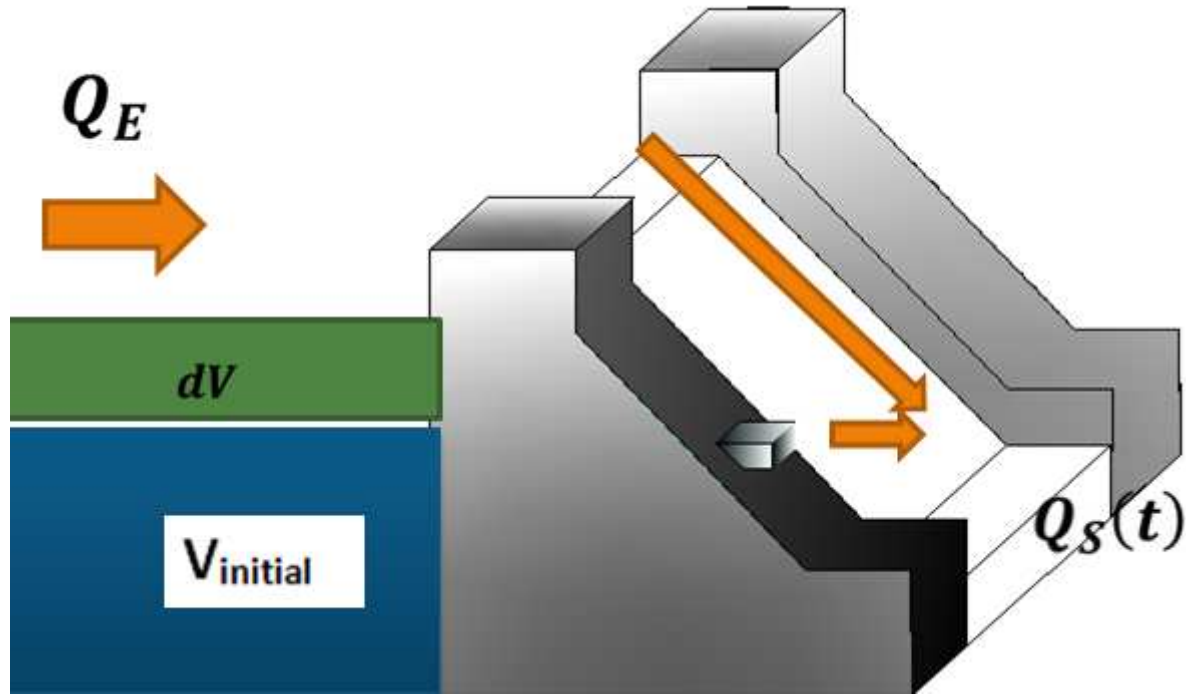


Figure 28: schéma explicatif pour le calcul de laminage

II.4.2 Les données nécessaires du calcul

La solution de cette équation nécessite la connaissance:

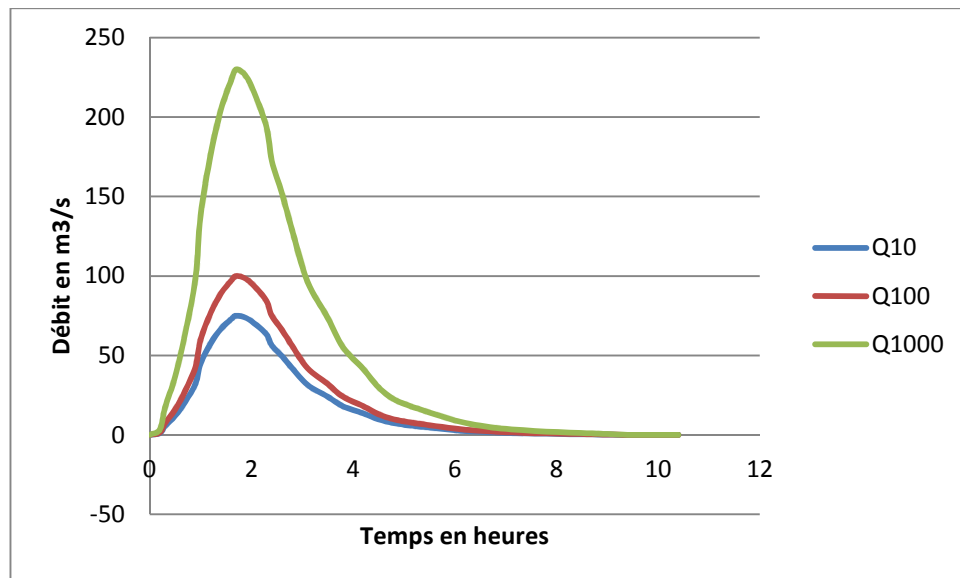
- Du volume de réservoir en fonction de la cote.
- De l'hydrogramme de crue de projet.
- Du débit sortant en fonction du niveau de l'eau.

II.4.2.1 Le volume de réservoir en fonction de la cote.

La détermination du volume de réservoir en fonction de la cote se fait par interpolation linéaire à partir des données côtes-volumes de la retenue.

II.4.2.2 Le débit entrant :

Le débit entrant est obtenu à partir de l'hydrogramme de crue de projet. La figure ci-dessous présente un exemple des hydrogrammes de la crue décennale, centennale et millénaire.



II.4.2.3 Calcul du débit sortant :

Le débit total sortant Q_S de l'équation de continuité est composé de deux termes, un terme relatif au débit évacué par la vidange et un deuxième représentant le débit déversé par l'évacuateur de crue.

$$Q_S = Q_{EVC} + Q_{VDF}$$

Q_{EVC} : débit évacué par l'évacuateur de crue

Q_{VDF} : débit évacué par la vidange de fond

Les lois donnant le débit évacué par l'évacuateur de crue et la vidange de fond en fonction du niveau de l'eau dans la retenue sont présentées dans le chapitre III : Ouvrages annexes.

Contrairement aux petits et aux moyens barrages, le calcul de laminage de crues se fait sans prendre en compte le débit sortant par la vidange de fond vue l'importance des débits évacués par l'évacuateur de crues face aux débits négligeables sortant par la vidange de fond.

Il est à noter que le mini-projet N°3 est consacré au calcul de laminage.

II.5 Calcul de la revanche :

La revanche est la différence entre la cote de retenue et la crête du barrage. Cette définition tout à fait générale mérite deux commentaires :

- on sous-entend classiquement que la revanche est calculée pour les PHE. Or il arrive que des non spécialistes considèrent que la revanche est au-dessus de la RN. Confusion évidemment gênante. D'où la proposition de parler systématiquement désormais de revanche pour un état donné : revanche sur les PHE, sur la RN.

D’ailleurs, le principe, de plus en plus employé, consiste à calculer deux revanches, l’une sur RN, l’autre sur PHE puis à retenir le cas qui conduit à la cote « retenue + revanche » la plus élevée ;

- la parade pour assurer une protection contre les vagues peut consister en un mur pare vagues placé sur le bord amont de la crête. Dans ce cas, la revanche est donnée par rapport au sommet du parapet.

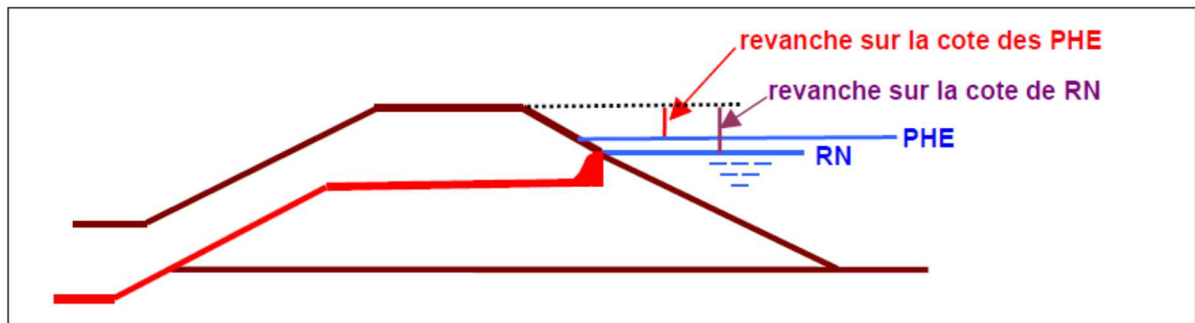


Figure 29 : revanche sur les PHE ou sur la RN pour un barrage non équipé d’un mur pare-vagues

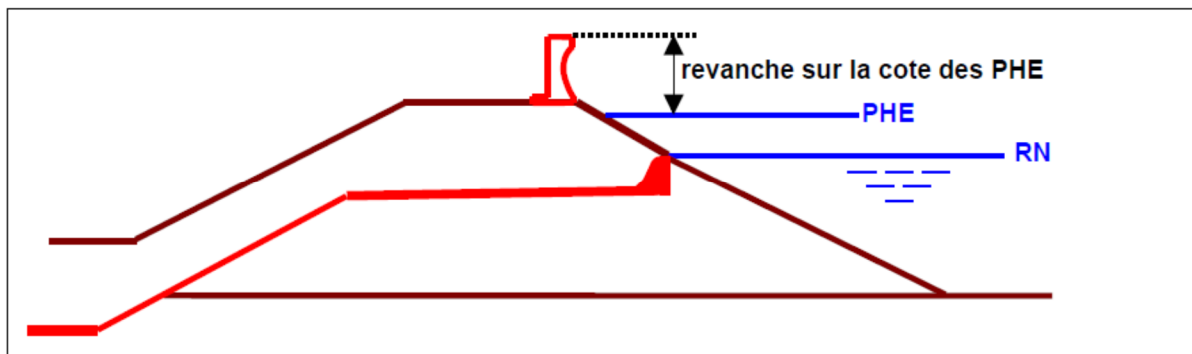


Figure 30 : revanche sur les PHE pour un barrage équipé d’un mur pare-vagues

II.5.1 Méthodologie du calcul :

Lorsque le vent souffle sur un plan d’eau, il génère au bout d’une certaine durée des vagues qui peuvent se propager en direction du barrage. En supposant que le vent souffle en direction du barrage, les vagues formées déferlent sur le parement. En fonction de la différence d’altitude existant entre la cote du plan d’eau en situation de vent de projet et la crête, un certain pourcentage des vagues passe par-dessus la crête et ruisselle sur le parement aval. Dans le cas d’un barrage en remblai, une érosion plus ou moins importante de la crête et du parement aval en résulte. Un barrage en béton ou en maçonnerie sans remblai à l’aval résiste à l’action des vagues ; mais pour des raisons liées à l’exploitation, il n’est pas souhaitable que la crête soit le siège de déferlements fréquents. On doit donc positionner la crête à une altitude suffisante pour que le pourcentage de vagues qui l’atteignent soit faible.

On considère généralement deux situations de projet vis-à-vis du vent :

- un vent de période de retour 50 ans soufflant sur une retenue qui se trouve à la cote des PHE ; c'est cette situation qui s'avère généralement dimensionnante, sauf pour les retenues où $RN=PHE$;
- un vent de période de retour 1000 ans sur la retenue normale.

Pour chaque situation de projet vis-à-vis du vent, le calcul de la revanche s'effectue ensuite en quatre étapes.

II.5.2 Estimation du vent du projet :

Pour la connaissance du vent, il faut distinguer :

- une approche avant-projet, où on peut se contenter d'une carte de vent ou règles existantes ;
- une approche projet, où il est nécessaire d'obtenir des services de Météo des données plus locales, avec indication des vents selon leur direction.

On a vu que la revanche doit être calculée dans deux combinaisons rares. En l'absence de données de vent pour des périodes de retour élevées, on pourra utiliser les indications de ROSA 2000 :

La vitesse de vent pour une période de retour T en années est donnée par :

$$\frac{V_T}{V_{50}} = \sqrt{\frac{1 - 0,33 \cdot \ln(-\ln(1 - 1/T))}{2,29}}$$

Ou par le tableau suivant qui donne le facteur multiplicatif entre la vitesse du vent 50 ans et la vitesse du vent T ans :

Période de retour T (ans)	Facteur multiplicatif
5	0,81
10	0,87
20	0,93
50	1
100	1,05
200	1,10
500	1,15
1000	1,20
10000	1,33

On retiendra que la vitesse du vent pour une période de retour 1000 ans vaut 1,2 fois celle pour 50 ans. Par exemple, si la vitesse de vent cinquantennale vaut 150 km/h, la vitesse millénaire vaut 180 km/h.

Au Maroc, on utilise généralement en absence de données, les valeurs suivantes recommandées par l'USBR:

- $U = 80$ km/h pour le cas des PHE.
- $U = 160$ km/h pour le cas de la RN.

II.5.3 Estimation de la hauteur des vagues sur le plan d'eau :

Connaissant la vitesse du vent, on estime la hauteur des vagues ; plutôt qu'à la hauteur maximale des vagues, on s'intéresse à leur hauteur significative (notée H_s) c'est-à-dire la hauteur moyenne du tiers supérieur de toutes les vagues du spectre.

Pour le calcul de la hauteur des vagues, on propose d'utiliser la formule de (Smith *et al.*, 1991), adaptée aux conditions d'eau profonde :

$$H_s = 0,00048 \hat{U}_a \sqrt{F} \quad (1)$$

H_s désigne la hauteur significative des vagues en m ;

F est la longueur du fetch de la retenue en m ;

\hat{U}_a désigne la vitesse efficace ajustée du vent à 10 m de hauteur en m/s, soit $\hat{U}_a = U_a \cdot \cos \theta$

avec θ l'angle entre les directions du vent et des vagues ;

$$U_a = U \sqrt{(0,75 + 0,067 \times U)} \quad (2)$$

avec U vitesse moyenne du vent sur la durée à considérer, à 10 m au-dessus de la surface de l'eau, pour la période de retour choisie. Sans information sur la direction des vents, on prendra $\hat{U}_a = U_a$.

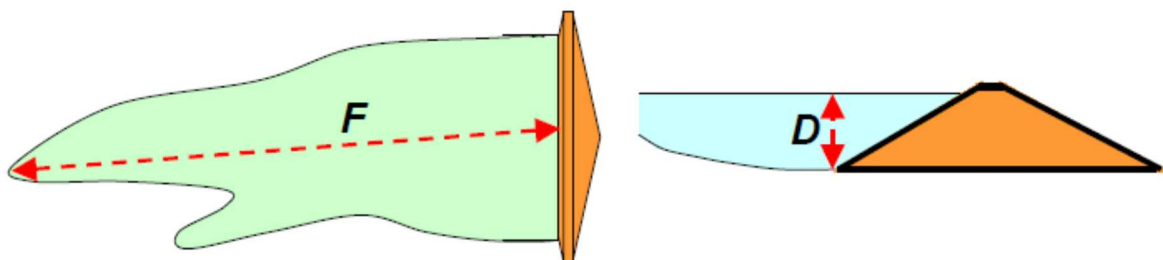


Figure 31 : paramètres intervenant dans le calcul des vagues

Dans le cas des vents supérieurs à 120 km/h, cette méthode donne de meilleurs résultats que celle de Bretschneider, dont les formules font également intervenir la profondeur D du plan d'eau, et qui est proposée dans l'ouvrage (CFBR, 1997).

Dans cette formule (2), il faut donner la vitesse du vent à la surface de l'eau. Comme les données proviennent en général d'une station terrestre, elles doivent alors être corrigées du fait du passage du vent sur la surface très lisse du plan d'eau (majoration de 1,01 pour un fetch de 100 m, de 1,06 pour un fetch de 500 m, de 1,1 pour un fetch de 1000 m, de 1,2 pour un fetch de 5000 m et de 1,3 à partir de 8 km selon (Saville et al., 1962)).

Le tableau ci-après donne les valeurs de la hauteur significative des vagues pour des cas courants (profondeur de l'eau D et longueur du fetch F en mètres), calculée par la méthode de Smith pour les cas d'eau profonde. Elles ne dépendent pas de la profondeur d'eau. Pour $D = 5$ m, les valeurs résultent de l'application de formules valables en eau non profonde, dues à Bretschneider et Reid (USACE, 1984) et sont légèrement inférieures, d'au plus 6 % dans les exemples du tableau.

U		120 km/h		150 km/h		180 km/h	
D (m)↓	F(m)	100	500	100	500	100	500
5		0,27	0,59	0,49	0,98	0,64	1,26
10		0,28	0,61	0,49	1,02	0,64	1,34
15		0,28	0,61	0,49	1,02	0,64	1,34

II.5.4 Calcul de la vague de projet :

On calcule ensuite une vague de projet (notée H_d) qui dépend du pourcentage de vagues du spectre que l'on accepte de laisser dépasser la crête. Elle est classiquement exprimée sous la forme $H_d = K.H_s$, où le coefficient K prend les valeurs suivantes, selon (Saville *et al.*, 1962) :

K	% de vagues dont la hauteur dépasse H_d
0,75	32 %
0,89	20 %
1,00	13 %
1,07	10 %
1,25	5 %
1,33	3 %
1,58	1 %

Le pourcentage de vagues que l'on autorise à passer sur l'ouvrage dépend de la résistance des matériaux à l'impact des vagues.

Il est recommandé d'accepter que 5 % des vagues déferlent ($K = 1,25$) pour les barrages en terre, 13 % pour les barrages à parement aval en enrochements ($K = 1,0$) et 30 % pour les barrages-poids ou voûtes ($K = 0,75$).

II.5.5 Détermination de la hauteur de déferlement :

Pour la vague de projet, on estime la hauteur de déferlement (run-up en anglais), notée R , qui est la différence de hauteur verticale entre le niveau maximal atteint par le déferlement de la vague sur le parement amont et le niveau du plan d'eau ; cette hauteur dépend de la nature du barrage (la pente du parement, la rugosité du matériau), comme l'illustre la figure ci-dessous :

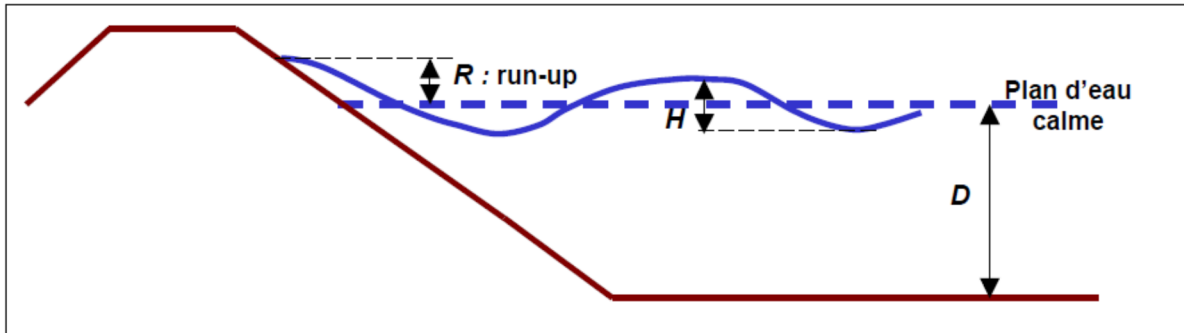


Figure 32 : run-up dans le cas d'une onde sinusoïdale (cas du vent)

Le premier cas est celui d'un barrage en remblai à parement amont lisse (masque en béton, géomembrane non recouverte). Le déferlement relatif de la vague (R/Hd) est donné par le tableau ci-dessous résultant de la formule de (Saville *et al.*, 1962), en fonction de la pente du talus et de Hd/L ; L , longueur d'onde des vagues, est donnée par :

$$L = 1,56.T^2, \text{ formule valable si } D > L / 2 .$$

T est la période du pic spectral des vagues et peut être estimée, par une formule due à (Smith, 1991) : $T = 0,0716.Ft^{0,28}.\hat{U}_a^{0,44}$

Les valeurs du déferlement relatif (R/Hd) sur un parement lisse sont données par le tableau suivant :

Pente du talus amont →	1/3	1/2,5	1/2
$H_d/L = 0,1$	1,15	1,4	1,9
$H_d/L = 0,08$	1,37	1,64	2,0
$H_d/L = 0,07$	1,49	1,73	2,0

Ces résultats conduisent aux valeurs de revanche (hauteur de déferlement) du tableau suivant, pour $K = 1,25$ et pour un parement lisse de pente 1/3 :

$D \downarrow$	$U \rightarrow$	120 km/h		150 km/h		180 km/h	
	$F \rightarrow$	100 m	500 m	100 m	500 m	100 m	500 m
5 m		0,53	1,13	0,71	1,48	0,92	1,85
10 m		0,53	1,19	0,71	1,61	0,92	2,06
15 m		0,53	1,19	0,71	1,63	0,92	2,06

Le second cas, est celui d'un barrage en remblai à parement amont rugueux. Les vagues déferlent alors moins haut. On propose, selon les publications de l'Institution of Civil Engineers (ICE, 1996) et le South African Committee on Large Dams (SACOLD, 1990), de prendre 60 % de la revanche nécessaire pour un parement amont lisse. D'où le tableau suivant construit à partir du tableau ci-dessus, toujours pour $K = 1,25$ (parement de pente 1/3):

	$U \rightarrow$	120 km/h		150 km/h		180 km/h	
$D \downarrow$	$F \rightarrow$	100 m	500 m	100 m	500 m	100 m	500 m
5 m		0,32	0,68	0,43	0,89	0,55	1,11
10 m		0,32	0,72	0,43	0,96	0,55	1,23
15 m		0,32	0,72	0,43	0,98	0,55	1,23

Quelle que soit la rugosité du parement amont, pour une pente de 1/2,5, les valeurs de déferlement obtenues pour une pente de 1/3 sont à multiplier par 1,2. Pour une pente de 1/2, elles sont à multiplier par 1,4.

Le troisième cas est celui d'un barrage en maçonnerie ou en béton à parement amont vertical ou quasiment vertical. Selon (ICE, 1989), la valeur du run-up est de l'ordre de grandeur de la hauteur de vague en eau profonde. On adoptera donc les valeurs du tableau donnant la hauteur significative des vagues pour la hauteur caractéristique, à affecter du coefficient 0,75 pour la vague de projet.

II.5.6 Détermination de la cote de la crête du barrage :

À l'issue du calcul de hauteur de déferlement pour les deux situations de projet, on trouve la plus forte des cotes $RN + R_{RN}$ et $PHE + R_{PHE}$ et on fixe la cote de la crête (après tassement) au moins à cette valeur ; en variante, on peut atteindre cette cote à l'aide d'un mur pare-vagues construit contre le bord amont de la crête. Dans ce cas, la cote de crête doit être au moins égale à celle des PHE. Dit autrement, le pare-vagues sert uniquement aux vagues, pas à protéger le barrage contre la crue de projet. Il est recommandé que la hauteur du pare-vagues ne dépasse pas 1,5 m.

Nous constatons que la revanche nécessaire pour les vagues varie dans une large gamme en fonction des conditions de vent, de la longueur de la retenue, **de la pente du talus amont et de sa rugosité**. Des règles forfaitaires simplistes ne peuvent être suffisantes et un calcul est indispensable à chaque fois. Le cas d'un parement lisse de barrage en remblai est nettement le plus défavorable.

Chapitre III Ouvrages annexes

III.1 Evacuateur de crue :

L'évacuateur de crue (l'EVC) est un organe essentiel pour la sécurité du barrage en permettant l'évacuation de crues donnant lieu à des niveaux supérieurs à la retenue normale et permettant aussi la dissipation de l'énergie.

Cet ouvrage consiste en un seuil calé à la côte de retenue normale qui peut être implanté sur la partie centrale pour les barrages rigides.



Figure 33: EVC pour un barrage rigide placé en partie centrale (barrage Bab Louta)

Pour un barrage en remblai, il est implanté en rive ou, si la géologie ou la topographie des rives ne le permet pas, en tulipe.



Figure 34: EVC implanté en rive (RD) cas du barrage Ahmed El Hansali en masque amont



Figure 35: EVC en tulipe cas du barrage Nakhla

Les dimensions de l'EVC sont fixées par le calcul de laminage à savoir la longueur déversante.

Pour les petits et moyens barrages, on peut s'en passer du pont sur l'EVC mais pour les grands barrages l'accès de rive en rive pour les besoins d'inspection impose de prévoir le pont.

On distingue deux grandes familles d'EVC. D'abord, l'EVC de surface et ensuite l'EVC de fond et de demi-fond. Ces derniers fonctionnent en charge normalement sur une partie significative de leur développement ou sur toute la longueur. Leur débit est presque toujours contrôlé par une vanne en orifice placée à l'extrémité aval de la partie en charge. Dans certain cas, ils sont utilisés pour évacuer de forts débit, sous faible charge ou à écoulement libre, pour l'élimination de sédiment, après que la retenue a été abaissée notablement ou vidée ; ce sont alors des vidanges de grande capacité plutôt que des évacuateurs de crue dont la pleine capacité potentielle sous retenue pleine est rarement utilisée. C'est pour cette raison qu'on tâchera de détailler par la suite le fonctionnement hydraulique d'un EVC de surface.

Un EVC de surface comporte en général trois parties :

- A l'amont, un seuil déversant (la crête) sur lequel s'établit l'écoulement torrentiel et qui contrôle ainsi le débit évacué ;
- Un ouvrage intermédiaire d'accompagnement à pente accentuée appelé Coursier, qui entretient ou accélère l'écoulement torrentiel. Selon la topographie de la vallée à l'axe du barrage, le coursier peut garder la même largeur jusqu'au pied aval ou, le cas échéant, avoir une convergence. ;
- Un ouvrage terminal à partir duquel le flot évacué revient au lit naturel : cuillère déflectrice avec ou sans fosse d'amortissement aménagée, ou bassin à ressaut.

III.1.1 Le seuil :

III.1.1.1 Profil du seuil :

Le profil du déversoir est calculé de manière à fournir la forme idéale pour une évacuation optimale de telle façon que la nappe d'eau inférieure épouse constamment la forme du corps du barrage.

« Design of Small Dams » de l'US Bureau of Reclamation propose plusieurs géométries pour le seuil. Toutefois, la géométrie la plus utilisée, notamment au Maroc, est celle de Creager.

La partie amont de ce profil Creager est constituée de deux arcs de cercles R_1 et R_2 déterminés à partir du graphe ci-dessous. Elle est suivie d'un profil de type Creager courbé qui approche le profil sous nappe et fournit une évacuation optimale.

L'expression analytique du profil CREAGER à l'aval du seuil est donnée par :

$$\frac{Y}{H_0} = -K \left(\frac{X}{H_0} \right)^n$$

H_0 : Hauteur de dimensionnement.

K, n : Coefficients dépendant du rapport de dimensionnement h_a/H_0 et du fruit du parement amont, h_a étant le terme de l'énergie cinétique de la charge au dessus du seuil.

X, Y : Coordonnées respectivement horizontale et verticale, l'origine du repère étant au seuil calé à la RN.

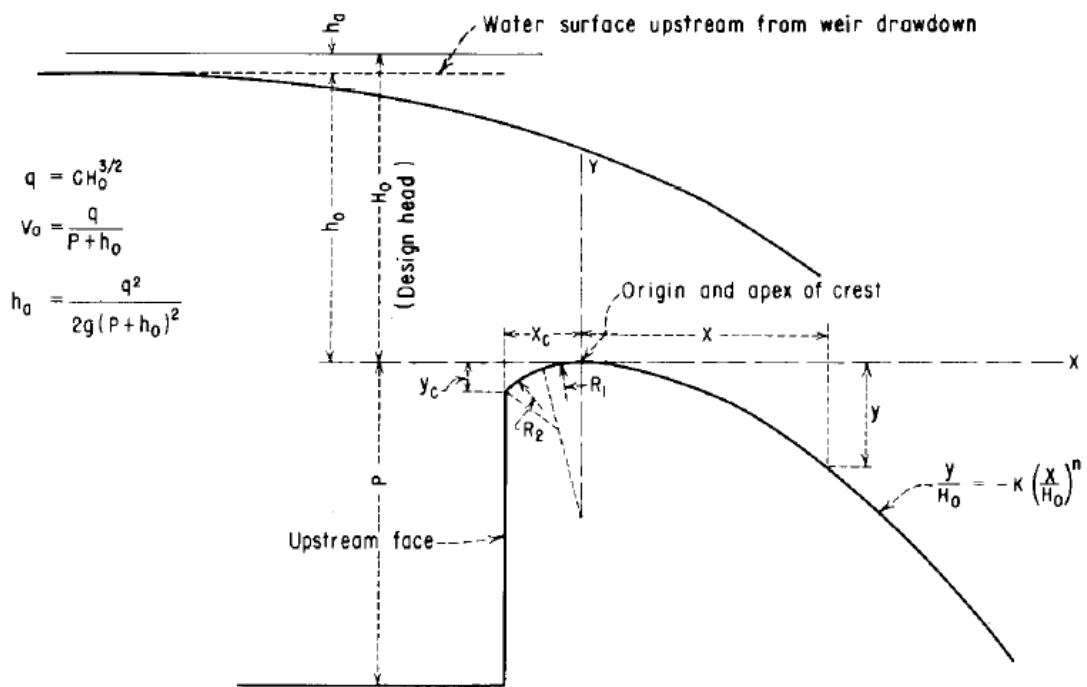


Figure 36: profil Creager

L'expression du débit par unité de largeur évacué par le seuil déversant (voir chapitre II) est donnée par :

$$q = C. H^{3/2}$$

On obtient ainsi l'expression de la vitesse :

$$V_a = \frac{q}{(P+h_0)}$$

L'énergie cinétique au-dessus du seuil est :

$$h_a = \frac{V_a^2}{2.g} = \frac{q^2}{2.g.(P+h_0)^2}$$

P : la pelle (hauteur normale)

Les paramètres K et n d'une part et les coordonnées du seuil Xc et Yc d'autre part sont donnés par les figures suivantes.

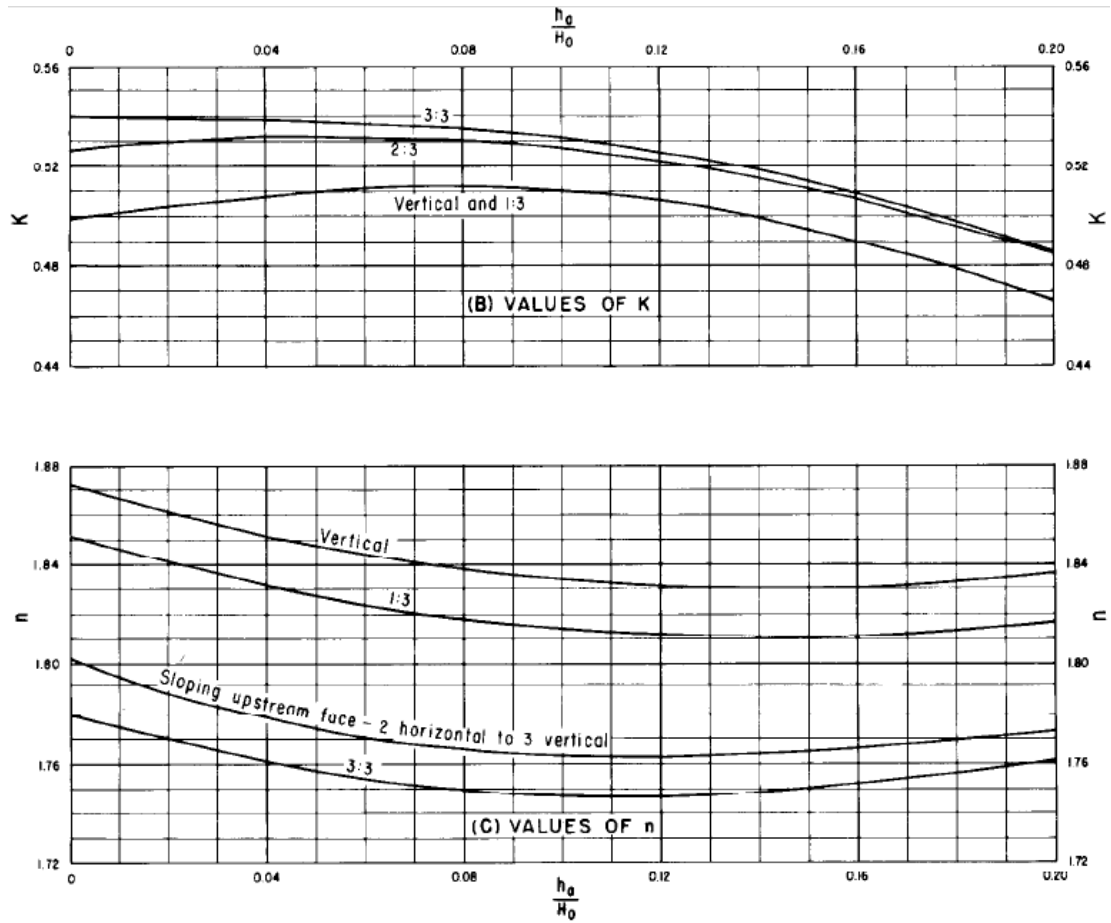


Figure 37: détermination des coefficients K et n

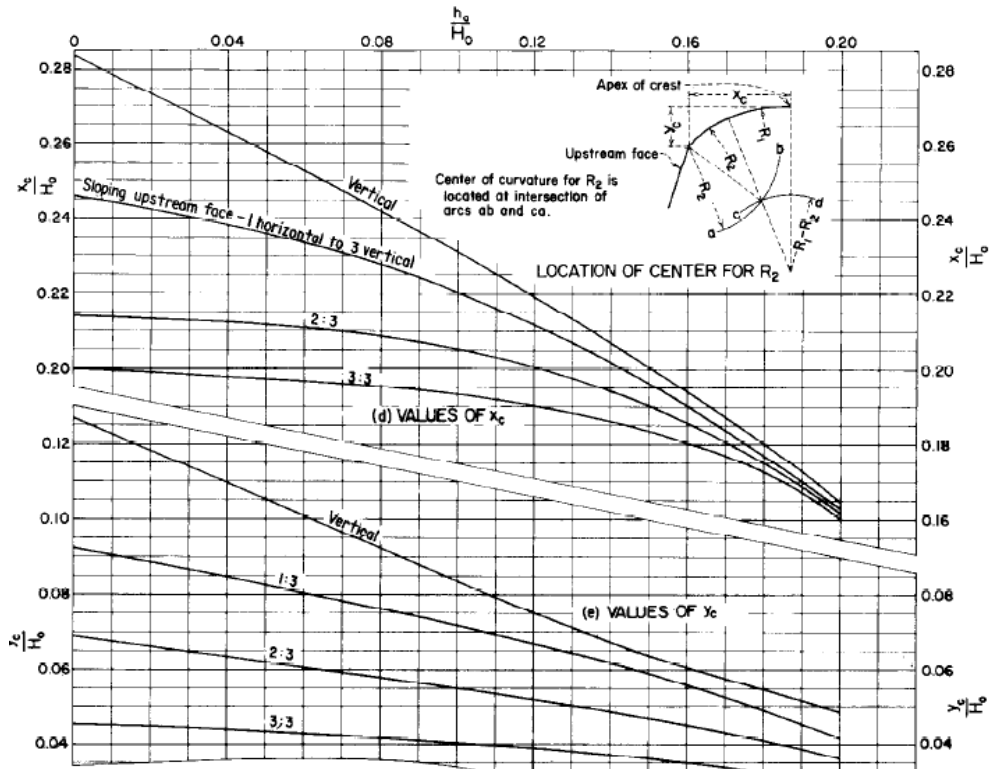


Figure 38: détermination de Xc et Yc

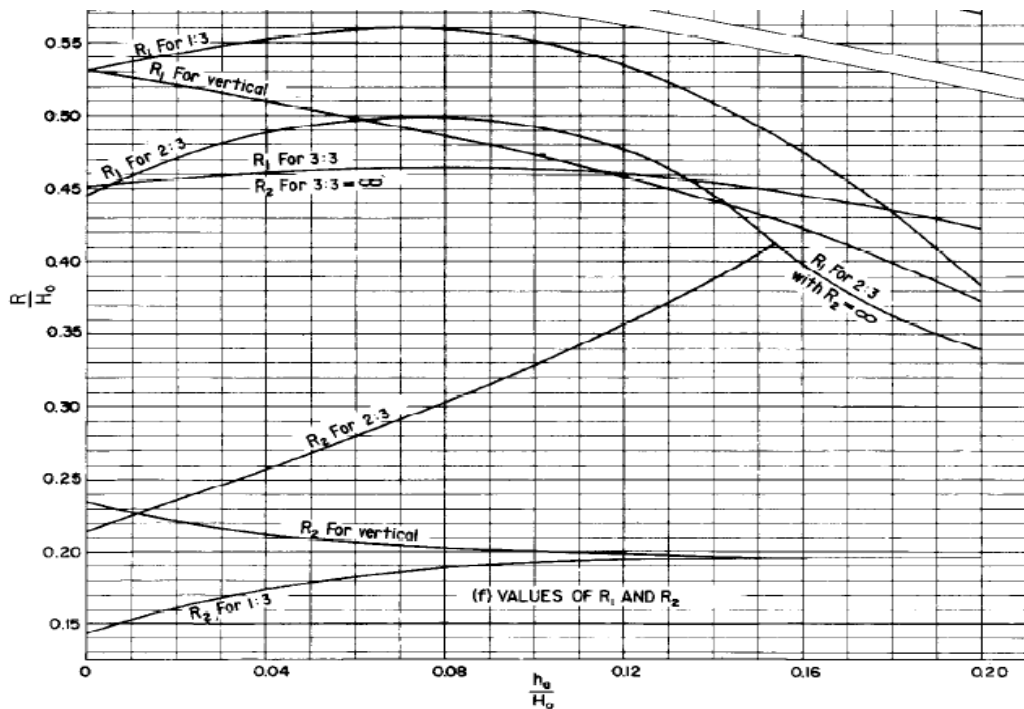


Figure 39: détermination des rayons R1 et R2

III.1.1.2 Calcul de la capacité du seuil :

Le calcul de la capacité du seuil est étroitement lié à la nature du seuil et sa géométrie d'une part ; et au type d'écoulement dans le seuil d'autre part.

Chaque type de seuil est caractérisé par un fonctionnement hydraulique différent. On définit dans les paragraphes qui suivent la loi du débit sortant de l'EVC en distinguant les types de seuils les plus utilisés.

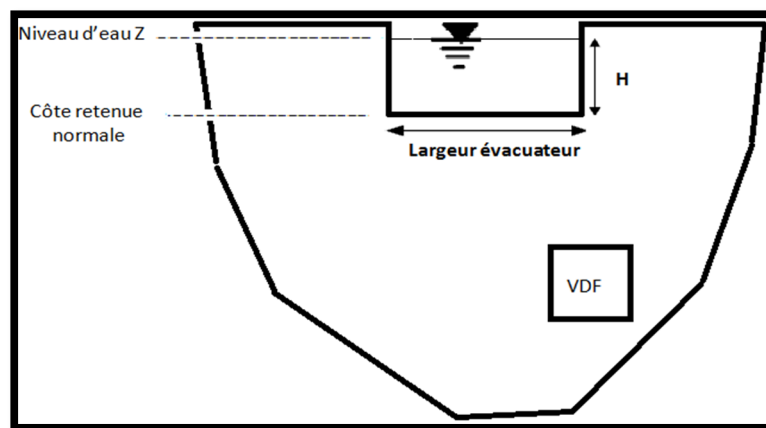
III.1.1.2.1 Seuil Rectiligne :

III.1.1.2.1.1 Description :

Le déversoir à seuil libre est le type le plus courant d'évacuateurs de crues, et c'est aussi le modèle le plus simple sans aucun organe mécanique. Les déversoirs rectilignes se distinguent par le type d'alignement de la crête qui est disposée sous forme d'une droite de longueur égale à la largeur de l'emprise du déversoir. Le seuil libre coïncide naturellement avec le niveau du réservoir plein.

Avant de choisir un seuil vanné, il faut étudier la faisabilité technique et économique de seuil de plus grande longueur ou développement, tels que les seuils disposés latéralement sur une rive à l'amont du barrage, les seuils circulaires (corolles) ou semi-circulaires à l'origine de déversoirs en puits et galerie, les siphons, les seuils de géométrie divers (bec de canard, labyrinthe...).

III.1.1.2.1.2 Débit :



La loi du débit sortant par l'évacuateur de crue est :

$$Q_{EVC} = C \cdot L_{ef} \cdot H^{3/2}$$

Avec :

- Q_{EVC} : débit déversé par l'évacuateur de crue en m^3/s
- H : charge au-dessus du seuil en m
- L_{ef} : largeur effective de l'évacuateur en m

$$L_{ef} = L - 2 (K_a + N K_p) H$$

- L : largeur totale de l'évacuateur moins les largeurs des piles du pont s'il existe.
- K_p : coefficient tenant compte de la forme des culées RD et RG et des piliers en cas d'existence de pont
- K_a : coefficient de contraction latérale
- N : nombre de piles de l'évacuateur
- C : coefficient de débit obtenu par itérations à partir de la relation suivante :

$$C = \frac{2}{3\sqrt{3}} \left(1 + \frac{4Y}{9+5.Y} \right) \cdot 2g$$

Avec : $Y = \frac{H}{H_{max}}$ et H_{max} est la hauteur de la lame d'eau maximale au-dessus du seuil.

Ou à partir de la relation suivante :

$$C = C_0 \left(\frac{H}{H_0} \right)^{0.12}$$

La valeur du coefficient de débit C_0 qui correspond à la hauteur de dimensionnement H_0 est obtenue à partir des abaques de l'USBR (US bureau of Reclamation) suivantes :

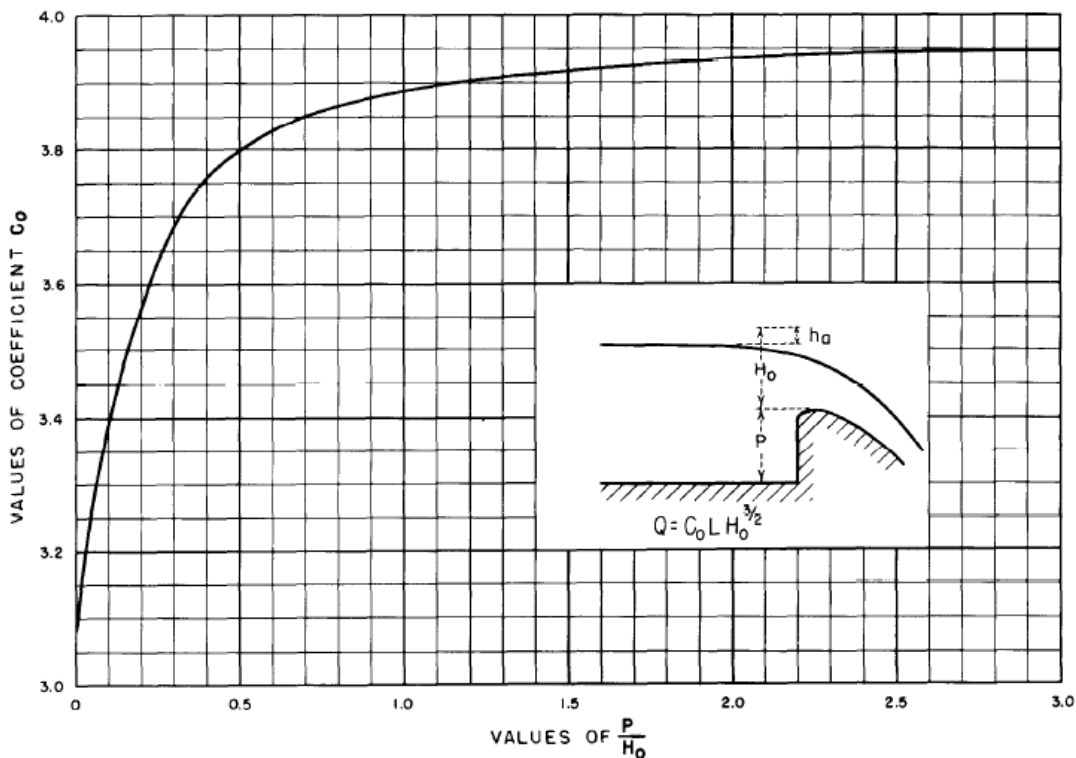


Figure 40: abaque de l'USBR pour le calcul du coefficient de débit C_0 pour un EVC à parement amont vertical

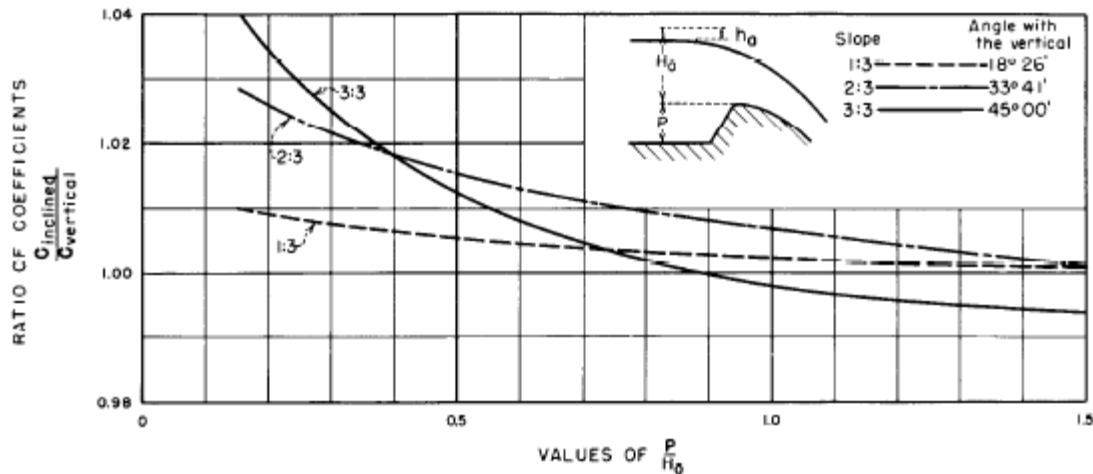


Figure 41 : abaque de l'USBR pour le calcul du coefficient de débit C_0 pour un EVC à parement amont incliné

III.1.1.2.2 Seuil en bec de Canard :

Le « bec de canard », qui n'est qu'une variante du déversoir à entonnement latéral, est constitué d'un seuil présentant une partie curviligne, généralement semi circulaire, et deux parties rectilignes de chaque côté. Mais, pour simplifier la mise en œuvre, on peut aussi concevoir des seuils qui se développent en plan selon trois côtés d'un rectangle allongé.

Ce type de déversoir présente l'avantage d'avoir été étudié sur modèle réduit, sa grande longueur en crête, ainsi que sa conception qui comprend un entonnoir permet la récupération des eaux. Toutefois, ce type d'ouvrage n'est généralement pas exécuté sur un barrage rigide. En effet, celui-ci est généralement supporté par les rives et doit être construit sur du bon rocher.

Le calcul de la capacité d'un seuil en bec de canard se fait par la même loi de débit d'un évacuateur à surface libre présentée pour le seuil rectiligne, en considérant une la longueur déversante développée suivant l'axe du seuil.

III.1.1.2.3 Seuil Vanné :

III.1.1.2.3.1 Description :

Lorsque les débits de crue sont importants et que le risque d'indisponibilité ou d'utilisation malencontreuse des vannes peut être toléré, le seuil vanné est généralement préféré. Il est calé en-dessous du niveau normal de rétention de sorte que l'ouverture des vannes puisse procurer immédiatement, si nécessaire, une capacité d'évacuation importante par rapport à la crue de projet.

On peut ainsi réaliser un creux préventif avant l'arrivée d'une crue, la tranche de la retenue correspondant à la hauteur des vannes servant à la fois pour la régularisation des apports utilisés et pour l'amortissement des apports déversés. Cette façon d'exploiter la retenue n'est pas toujours la plus judicieuse.

A noter que, quelques soit la fiabilité des vannes, il est souvent prescrit, parfois même par la réglementation du pays concerné, de considérer le cas d'une ou de plusieurs vannes bloquées sans qu'il y ait déversement sur l'ouvrage. Ceci conduit à augmenter le nombre des vannes ou prévoir un évacuateur de secours (seuil libre, digue fusible, bouchon explosible).

III.1.1.2.3.2 Débit :

Notons d'abord, que l'on distingue deux types d'écoulement dans les seuils vannés :

- Ecoulement à surface libre :

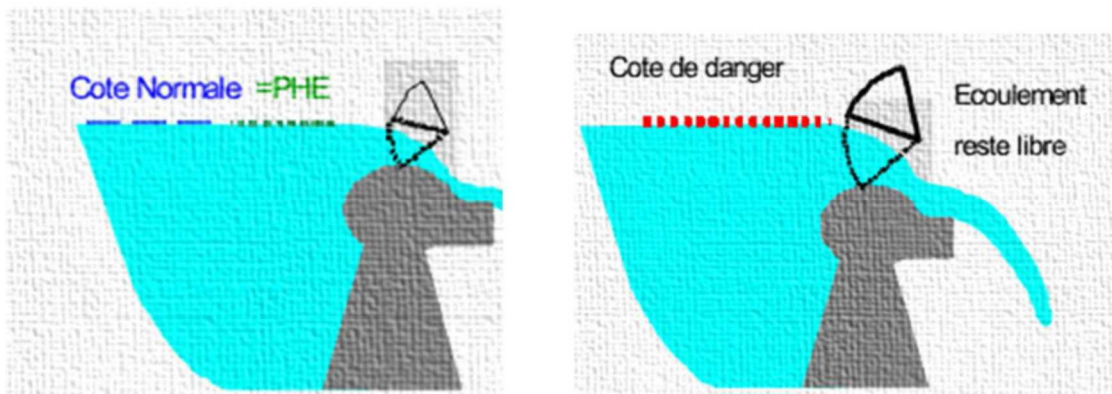


Figure 42 : comportement souhaitable d'un seuil vanné lors d'une crue exceptionnelle (à gauche) et extrême (à droite)

Le débit qui est transité dans ce cas est identique à celui d'un seuil libre, évidemment, nous ne considérons que la largeur des passes pour la largeur déversante.

- Ecoulement en charge :

Le débit contrôlé par une vanne segment (par exemple) est donné par :

$$Q = \frac{2}{3} \times C \times Ls \times \sqrt{2 \times g} \times (H_1^{\frac{3}{2}} - H_2^{\frac{3}{2}})$$

Avec :

- Q : débit déversé par l'évacuateur de crue en m³/s
- C : coefficient de débit

- H_1 : hauteur d'eau à partie du sommet de la crête en m
- H_2 : différence entre H_1 et l'ouverture de la vanne en m
- L_s : largeur effective de l'évacuateur en m

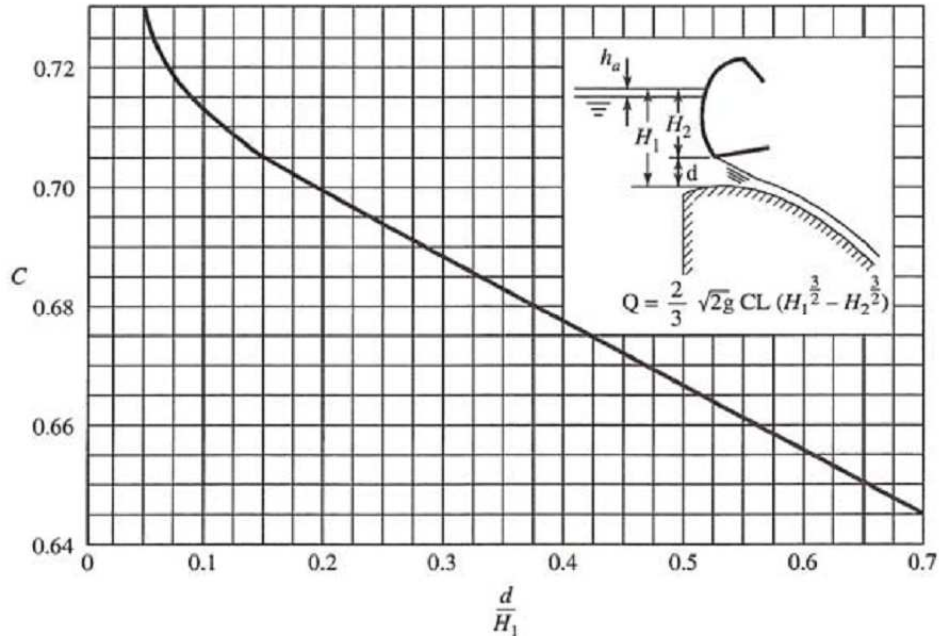


Figure 43 : abaque (USBR) du débit contrôlé par une vanne

III.1.1.2.4 Seuil Labyrinthe :

III.1.1.2.4.1 Description :

C'est un évacuateur de crue non rectiligne qui se caractérise par un axe brisé en plan, sous forme d'éléments de configurations trapézoïdale, rectangulaire ou triangulaire, répétés périodiquement.

Cette disposition augmente vivement la longueur du seuil et par conséquent, la capacité d'évacuation de deux à trois fois qu'un évacuateur de crue rectiligne (CREAGER). Cependant, la discontinuité de l'alignement de la crête conduit à un écoulement complexe, au fur et à mesure, que la charge sur le seuil du déversoir augmente. Par conséquent, il est conseillé de concevoir ce type d'ouvrage pour des charges moyennes ceci afin que les seuils labyrinthes ne soient pas noyés (lame déversante trop importante). En effet, à partir du moment où ils sont noyés, leur fonctionnement s'apparentent à celui des évacuateurs de crues à seuil droit.

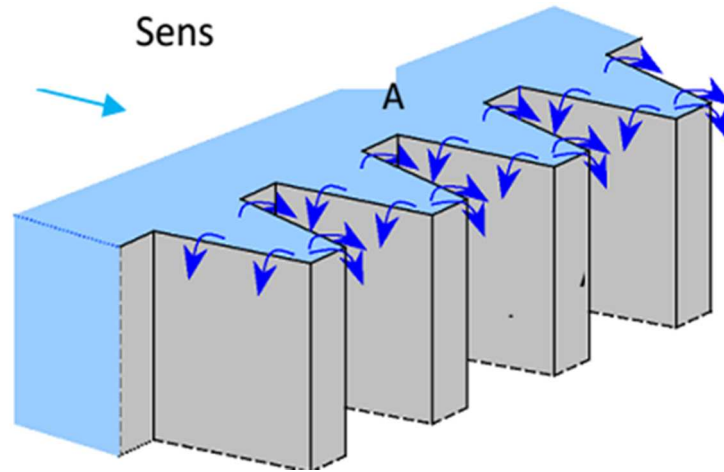


Figure 44 : schéma d'un évacuateur labyrinthe

III.1.1.2.4.2 Débit :

L'écoulement dans un seuil labyrinthe prend plusieurs régimes du flux en passant d'un état laminaire aéré à un état partiellement aéré, transitoire, puis non-aéré. Ainsi, Il est assez délicat de faire un calcul mathématique de débit sur les déversoirs en labyrinthe, en raison de leur forme complexe. Pour faire des prévisions de comportement de ces déversoirs, de nombreux modèles réduits expérimentaux ont été étudiés. La loi du débit est donné par :

$$Q = C \times w \times H_0 \times \sqrt{g \times H_0}$$

Avec :

- Q : débit déversé par cycle w en m^3/s
- H_0 : la hauteur totale de chute en m
- C : une fonction des dimensions du déversoir

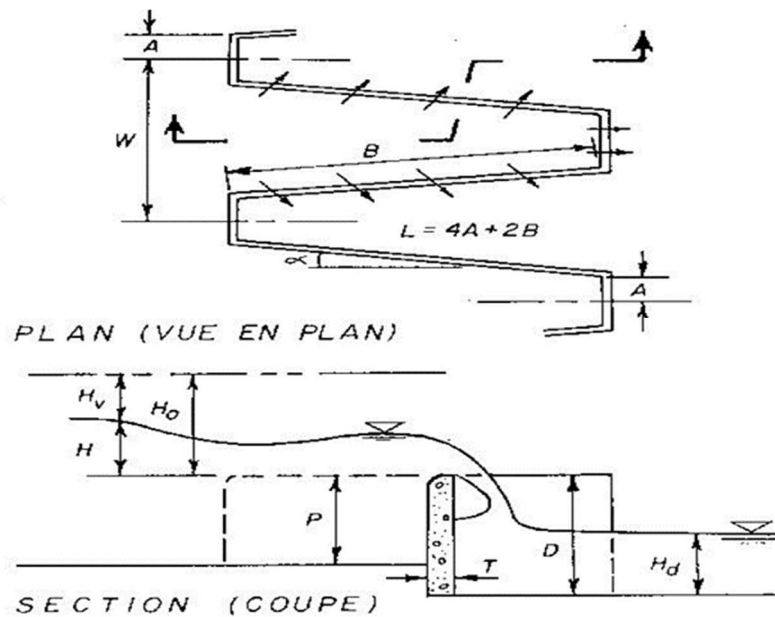


Figure 45 : vue en plan et coupe longitudinale d'un seuil labyrinthe

Le choix du nombre de cycles doit être optimisé entre le débit recherché et le coût. Mais un grand nombre de cycles entraînera une augmentation des interférences entre les lames déversantes et une baisse de performance.

Un travail effectué par l'expert **Ho Ta Khanh** donne une formule du débit spécifique q_L tel que :

$$q_L = 5.1 H^{1.11}$$

Avec H la hauteur de la lame d'eau déversante.

III.1.1.2.4.3 Déversoir en touches de piano (PKWs) :

Une amélioration du système d'évacuateur labyrinthe traditionnel a été développée par l'ONG Hydrocoop France en collaboration avec le Laboratoire Aménagements Hydrauliques et Environnement de l'Université de BISKRA (ALGERIE). Le changement principal par rapport à un seuil labyrinthe repose sur la mise en place de pentes au lieu d'un fond plat. Ce nouveau type de déversoir baptisé Piano Keys Weir (Déversoir en touches de piano) a l'avantage d'être appliqué sur des sections réduites de barrages poids existants ou nouveaux et dans une moindre mesure aux barrages en remblais. Le Piano Keys Weir (PKW) permet l'évacuation des débits spécifiques importants, avec une débitance jusqu'à 4 fois supérieure à celle d'un déversoir CREAGER.

L'écoulement est considérablement aéré par un P.K.Weir ; le risque d'érosion aval ou cavitation est ainsi très réduit. Ceci a été confirmé par des essais sur modèle et les déversoirs de forme labyrinthe existants.

A l'échelle internationale, le premier Déversoir à Touche de Piano a été installé en France au Barrage Goulours en 2006. Des projets d'installation de P.K.Weir en France ont été lancés par la suite pour plusieurs barrages : barrage Saint-Marc, barrage l'Étroit, barrage Malarce, barrage Gloriettes, barrage La Raviege et le barrage Campauliel.



Figure 46 : exemple de déversoir en touches de piano (Barrage de GOULOURS, France)

Plusieurs travaux de recherche ont été réalisés et sont toujours en cours de réalisation. Les principaux résultats disponibles dans la littérature se réfèrent au travail fait par OUAMANE et LEMPERIERE d'une part, et au travail élaboré par HO TA KHANH d'autre part. Les résultats obtenus et publiés sont le fruit de plusieurs essais sur modèles réduits de déversoirs à touches de piano réalisés selon des caractéristiques géométriques prédéfinies.

III.1.1.2.5 Seuil Circulaire (la tulipe) :

III.1.1.2.5.1 Description :

Les évacuateurs en tulipe fonctionnent avec un écoulement à surface libre pour les faibles débits. À partir d'un certain débit, l'écoulement n'est plus contrôlé par le seuil, mais par la galerie qui se met en charge. En effet, l'évacuateur en tulipe déverse les eaux dans un puits vertical de rayon R_p . À l'aval du coude situé au pied du puits, l'eau s'écoule dans une galerie. La dissipation de l'énergie s'effectue par frottement dans le puits vertical et dans

la galerie et encore dans un ouvrage de dissipation d'énergie particulier placé à l'aval de la galerie.

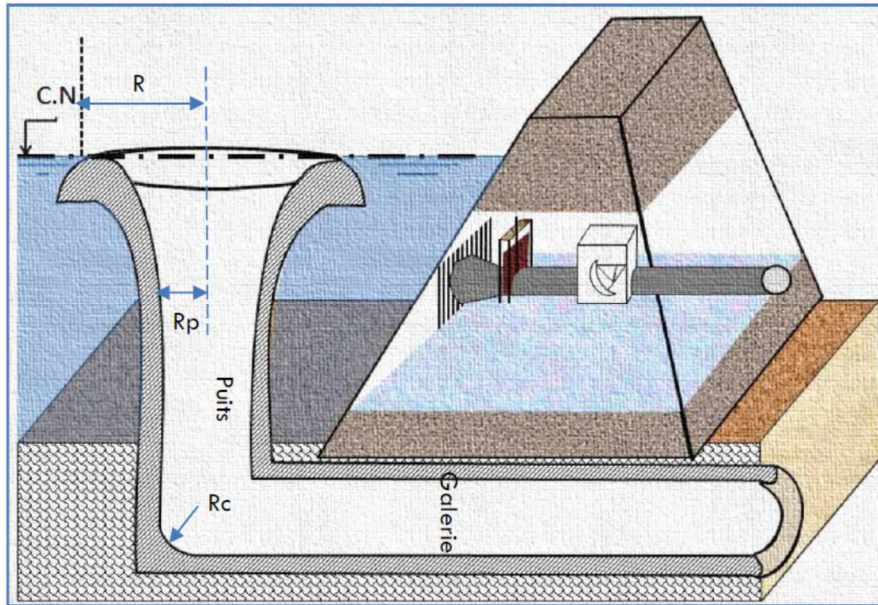


Figure 47 : coupe longitudinale d'un EVC à crête circulaire

III.1.1.2.5.2 Débit :

Les écoulements correspondant aux débits inférieurs au débit de dimensionnement sont dénoyés. Cependant, pour des crues exceptionnelles, le débit peut être si élevés que le système déversoir puits peut se mettre en charge et que l'écoulement soit noyé. L'expression du débit déversé diffère d'un cas à l'autre.

Nous distinguons alors, l'écoulement dénoyé :

$$Q = C P_{\text{éq}} \sqrt{2g} (H^2)^{\frac{3}{2}}$$

- Q : Débit déversé en (m³/s)
- H : Charge au dessus du seuil déversant en (m)
- P_{e} : Périmètre efficace du déversoir en (m)
- g : Accélération de la pesanteur en (m/s²)
- C : Coefficient du débit dont l'expression est $C = 0.371 \times \left(\frac{R}{H_0} \times \left(\frac{H}{H_0}\right)^4\right)^{1/20}$

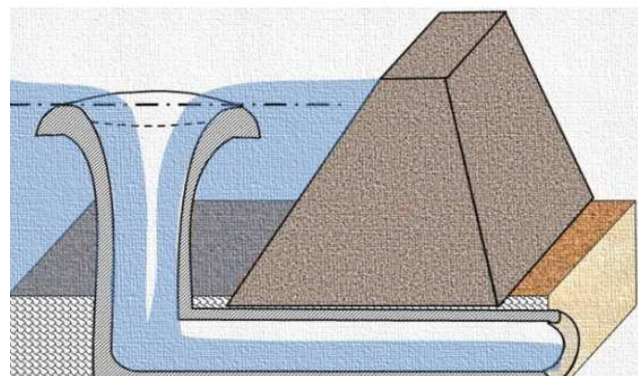
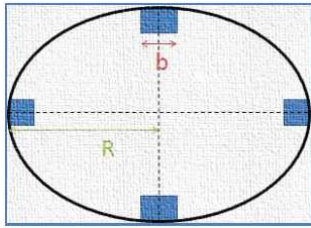


Figure 48 : EVC à crête circulaire en écoulement dénoyé

Concernant le périmètre efficace :



$$P_e = 2\pi R - (Nb + 2 \cdot NK_p H)$$

b : Largeur des piliers

K_p : Coefficient de pilier

R : Rayon du déversoir

Ensuite, il y'a l'écoulement noyé :

$$Q = \pi \cdot R^2 \cdot \left[2g \cdot \frac{H + Z_p}{1 + \sum \varepsilon} \right]^{1/2}$$

R : Rayon de la conduite contractée en m

H : Charge au dessus de l'évacuateur en m

$\sum \varepsilon$: Somme des coef. des p.d.c lin et sing.

g : Accélération de la pesanteur en m/s^2

Z_p : Hauteur du puits en m

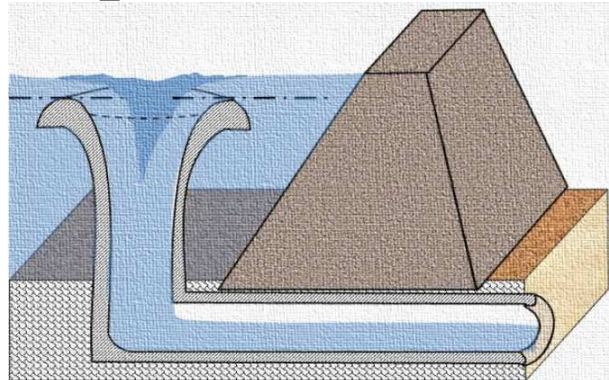


Figure 49 : EVC à crête circulaire en écoulement noyé

Entre l'écoulement noyé et dénoyé se trouve une zone de transition, qui s'obtient en combinant les deux expressions de débits pour les deux types d'écoulements antécédents qui donne ainsi un $Q_T = Q(H_T)$ ($Q = Q_{\text{projet}}$).

Ainsi, on constate qu'avec le seuil circulaire, l'inconvénient est la possibilité de se retrouver en fonctionnement noyé, ce qui diminue alors fortement l'accroissement de la débitance en fonction de la cote.

III.1.2 Le coursier :

Les coursiers sont nécessaires pour conduire le flot déversé jusqu'au point de restitution à l'aval du barrage. Leur longueur et leur configuration sont dictées au premier chef par le type de barrage et les formes topographiques.

En règle générale, les coursiers à l'air libre ou souterrains ont un tracé rectiligne car ils sont prévus pour des écoulements à surface libre torrentiels difficiles à infléchir. Lorsque les conditions topographiques le permettent, l'écoulement fluvial est maintenu depuis le réservoir

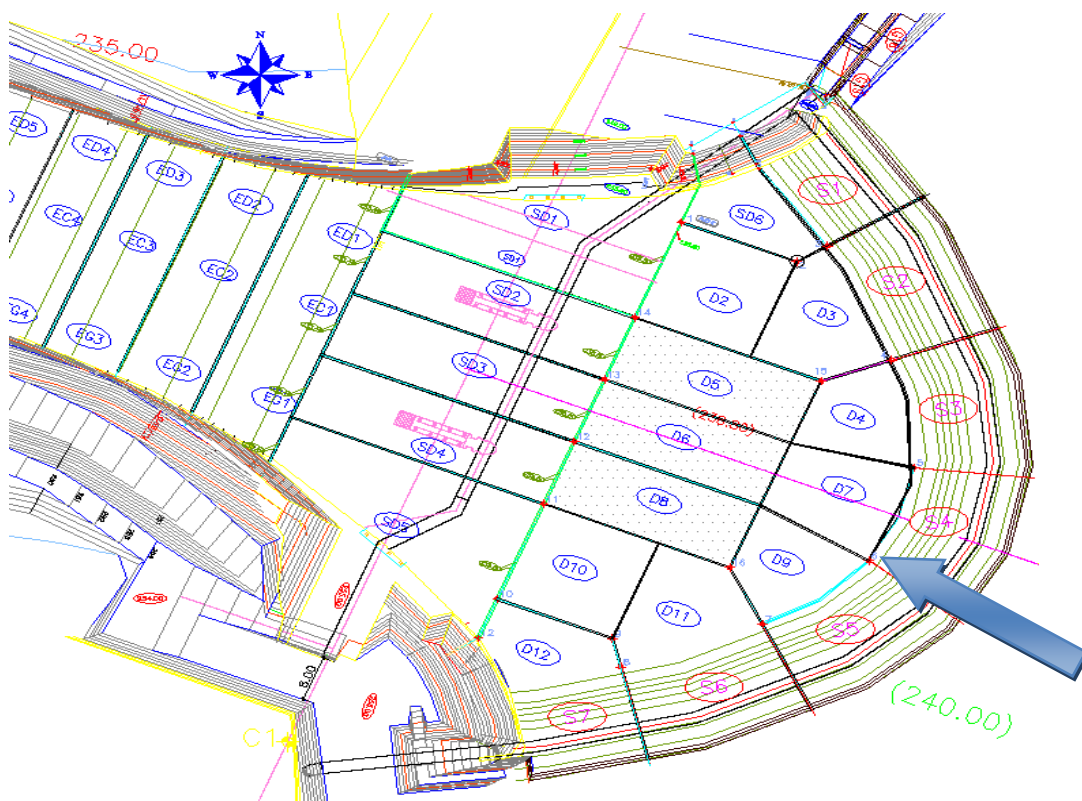
sur toute la distance nécessaire pour imposer le ou les changements de direction nécessaires et la section de contrôle ou section critique est placée à l'origine d'un coursier rectiligne.

Les coursiers à paroi lisse constituent le type le plus souvent rencontré dans la conception des grands barrages en béton. Au cours des deux dernières décennies, et vu le progrès technique dans le domaine de construction avec le béton compacté au rouleau (BCR), il y a eu un intérêt croissant concernant les déversoirs en marches d'escalier mais surtout pour les petits et moyens barrages.

III.1.2.1 Coursier lisse :

III.1.2.1.1 Profil du coursier :

Le profil Creager se termine au point où commence la partie à pente accentuée (le coursier) généralement comprise entre $0.7H/1V$ et $1H/1V$ parallèlement au talus du parement aval du barrage dans le cas des barrages rigides. Pour les barrages souples, le coursier est implanté en rive si la géologie et la topographie des rives le permettent. Il est généralement précédé juste après le seuil Creager par une plateforme horizontale et convergente si nécessaire. Cette plateforme permet de temporiser et de dissiper l'écoulement avant de rejoindre le coursier. C'est le cas du barrage Zerrar par exemple qui est doté d'un EVC implanté en rive avec un seuil en bec de canard.



III.1.2.1.2 Calcul de la courbe de remous :

L'objectif est de déterminer l'épaisseur de la lame d'eau sur le profil CREAGER et sur le coursier lisse pour un débit sortant maximal de l'évacuateur de crue lors du passage de la crue de projet.

III.1.2.1.2.1 Calcul de la lame d'eau pour la partie CREAGER :

Dans la partie supérieure du coursier « Creager », le calcul de la lame d'eau est donné par l'équation suivante :

$$d = \frac{H_0}{2} \sqrt{\frac{H_0}{h}}$$

Sous condition $h > 0.8 H_0$

d : le tirant d'eau en m.

H_0 : la hauteur de dimensionnement de l'EVC.

h : la dénivelé entre la cote du point et le niveau amont.

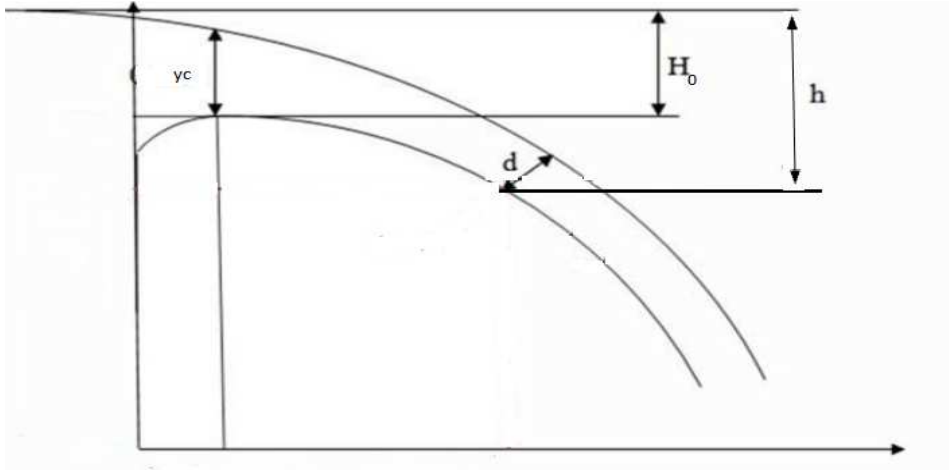


Figure 50: schéma explicatif des paramètres du calcul de la lame d'eau sur Creager

III.1.2.1.2.2 Calcul de la lame d'eau pour le coursier :

L'expression de la charge totale en un point de l'évacuateur est :

$$E = Z + H + \frac{v^2}{2g}$$

Avec :

E : la charge totale

Z : la cote du point en NGM

H : Epaisseur de la lame d'eau au-dessus du point en m.

V : La vitesse en ce point en m/s.

Entre deux sections i et i+1 distantes de ΔX , l'équation de Bernoulli s'écrit :

$$E_i = E_{i+1} + \Delta E$$

Avec

E_i : la charge totale dans la section i

E_{i+1} : la charge totale dans la section i+1

ΔE : la perte de charge entre i_1 et i_2 $\Delta E = \Delta X * \frac{J_i + J_{i+1}}{2}$

- J est la perte de charge par unité de longueur $= \frac{Q^2}{K_s^2 * S^2 * R_h^2}$
- Q : Débit max sortant de l'évacuateur de crue en m^3/s .
- K_s : Coefficient de Strickler en $m^{1/3}/s$.
- S : Section transversale de la lame d'eau en m^2 .
- R_h : rayon hydraulique en m.

III.1.2.1.3 Calcul du mur bajoyer :

Une fois la profondeur d'eau est déterminée tout au long de l'EVC, la hauteur du mur latéral du coursier est obtenue en ajoutant au tirant d'eau calculé une revanche minimale R calculée de la façon suivante :

$$R = 0.61 + 0.037 V h^{\frac{1}{3}}$$

Avec :

V : la vitesse de l'écoulement en m/s.

Et h : le tirant d'eau en m donné par la courbe de remous.

III.1.2.2 Coursier en marches d'escalier

La dissipation à l'aide de l'évacuateur en marches d'escalier est une nouvelle technique qui est devenue largement utilisée dans plusieurs barrages surtout en BCR, en béton cyclopéen ou en gabions. Elle permet une dissipation importante de l'énergie grâce à des bulles d'air produites par la macro-rugosité créée par les marches et réduit par conséquent considérablement la taille du bassin de dissipation voire l'annuler.

Les problèmes liés au phénomène de cavitation limitent l'utilisation de cette technique à des débits évacués inférieurs à $30 \text{ m}^3/\text{s}$ par mètre de largeur du coursier, sinon on aura une usure rapide des marches pour lesquelles on utilise en général un béton 31.5/27 comme pour le coursier lisse.

III.1.2.2.1 Régimes d'écoulement sur un coursier en marches d'escalier :

III.1.2.2.1.1 Ecoulement en nappe :

Ce régime peut intervenir à faibles débits ou pour des marches larges. PEYRES et al (1991,1992) indiquent deux types d'écoulement en nappe : écoulement en nappe avec ressaut hydraulique entièrement développé et écoulement en nappe avec un ressaut hydraulique partiellement développé. L'écoulement se caractérise par des jets plongeants d'une marche à l'autre et la dissipation de l'énergie se fait par la rupture des jets dans l'air et par la formation du ressaut entièrement ou partiellement développé.

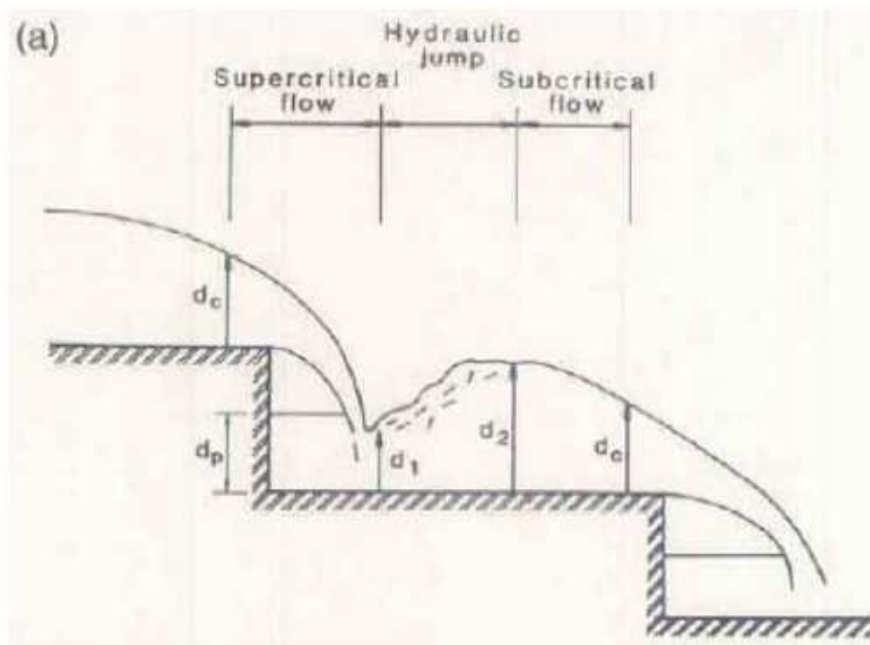


Figure 51:écoulement en nappe avec ressaut entièrement développé

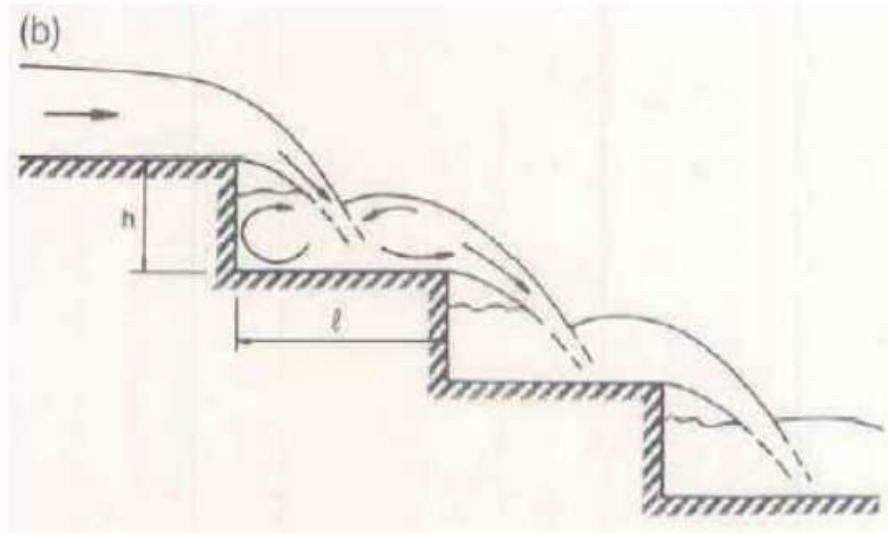


Figure 52: écoulement en nappe avec ressaut partiellement développé

III.1.2.2.1.2 Ecoulement turbulent (par couche écumante) :

Ce type d'écoulement est observé pour des débits plus importants, L'eau se sépare en deux couches, l'une est coincée dans les creux des marches, l'autre glisse sur cette première couche (Chamani et Rajaratnam 1999). En apparence, l'écoulement n'a pas la forme des marches, il est équivalent à un écoulement sur une paroi lisse dont la turbulence serait très élevée. La perte d'énergie se fait principalement par l'entretien des tourbillons aux creux des marches. La couche glissant sur les marches s'apparente à une surface libre fortement aérée.

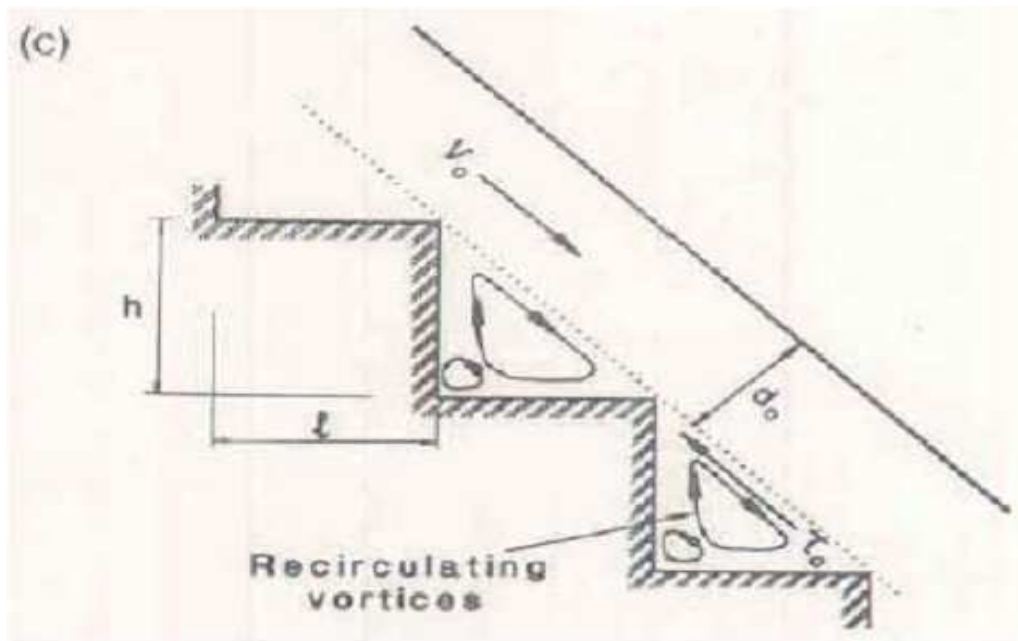


Figure 53: écoulement turbulent

III.1.2.2.1.3 Ecoulement transitoire :

Le passage entre les deux régimes d'écoulement précédents se fait par un régime transitoire. Celui-ci se caractérise par un point de départ de l'aération de la surface libre et de grandes fluctuations hydrodynamiques. La première partie de l'écoulement (avant le départ de l'aération de la surface libre) est peu connu et difficile à prévoir théoriquement.

III.1.2.2.2 Caractéristique des régimes d'écoulement :

Selon Chanson (1994) l'apparition d'écoulement en nappe se produit pour une valeur de la grandeur adimensionnelle $\frac{y_c}{h}$ inférieure à la valeur critique donnée par la formule :

$$\left(\frac{y_c}{h}\right)_{critique} = 1.057 - 0.465 \left(\frac{h}{l}\right)$$

y_c : étant la hauteur critique égale à $\left(\frac{q^2}{g}\right)^{1/3}$ en m.

h : hauteur d'une marche en m.

l : largeur d'une marche en m.

Quant au régime turbulent il apparait lorsque la valeur de $\frac{y_c}{h}$ dépasse la valeur critique précisée par Chanson.

Les évacuateurs de crue en marches d'escalier modernes sont conçus pour que l'écoulement soit turbulent (Chanson 2001, Ohtsu et al. 2004, Gonzalez 2005). Les conditions d'aération dans ce cas sont satisfaites. En aval du point de début de l'entraînement d'air une couche contenant un mélange d'air et d'eau s'étend progressivement à travers les marches. Loin en aval l'écoulement devient uniforme.

III.1.2.2.3 Calcul du coursier en marches d'escalier :

La Figure 54 ci-dessous représente une conception schématique d'un coursier en marches d'escalier.

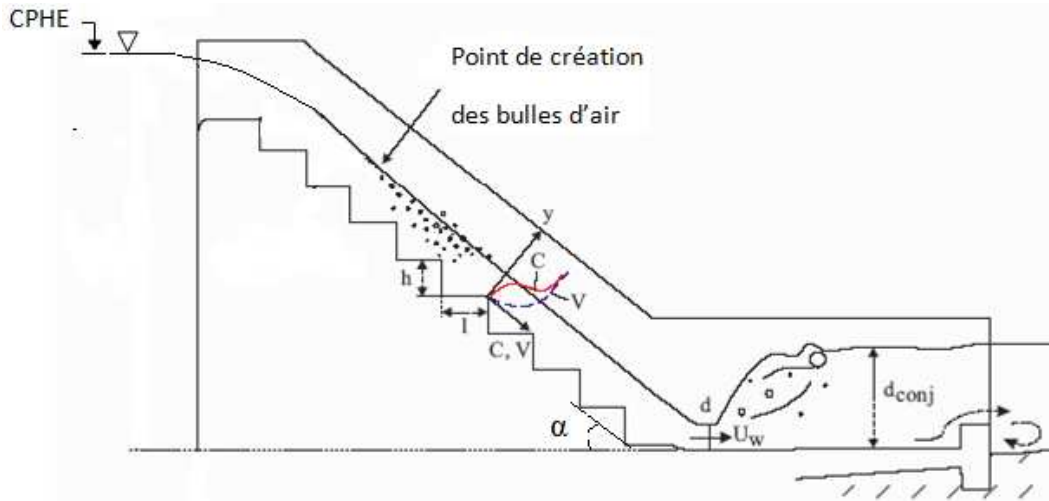


Figure 54: schéma général d'un évacuateur en marche d'escalier.

La distance X_i entre la crête et le point d'entraînement de l'air (Inception point) est donnée par Chanson 1995 :

$$\frac{X_i}{h \cos \alpha} = 9.72 \sin \alpha^{0.08} F_*^{0.71}$$

Où

h : hauteur d'une marche en m.

α : angle entre l'horizontale et le pseudo fond en radian.

$$F_* = \frac{q}{\sqrt{g \cdot \sin \alpha (h \cos \alpha)^3}}$$

La profondeur de l'eau d_i dans ce point est donnée par :

$$\frac{d_i}{h \cos \alpha} = \frac{0.4034}{\sin \alpha^{0.04}} F_*^{0.6}$$

A l'aval de ce point, le coursier est suffisamment long pour que le régime devienne uniforme.

La profondeur caractéristique d en bas du coursier est calculée par la formule :

$$d = y_c \sqrt[3]{\frac{f_e}{8 \sin \theta}}$$

Où f_e est le coefficient de frottement de Darcy. Dans les écoulements diphasiques (air-eau) f_e diminue avec l'augmentation de la concentration moyenne de l'air C_{mean} selon la formule :

$$\frac{f_e}{f_m} = 0.5 \cdot \left(1 + \tanh \left(2.5 \cdot \frac{0.5 - C_{mean}}{C_{mean}(1 - C_{mean})} \right) \right)$$

f_m : coefficient de frottement du courant non aéré. $f_m = 1.3$ (selon Chanson 1993).

C_{mean} peut être calculée selon le critère suivant développé par Ohtsu et al. (2004).

$$C_{mean} = D - 0.3 e^{-\left(5\left(\frac{h}{y_c}\right)^2 + 4\frac{h}{y_c}\right)}$$

Où $D = -0.00024 \alpha^2 + 0.0214 \alpha - 0.0357$ pour $\alpha > 19^\circ$.

Enfin, en se basant sur la profondeur obtenue la vitesse U_w en bas du coursier peut être calculée par la formule :

$$U_w = \frac{q}{d}$$

Et La hauteur du mur latéral du coursier (mur bajoyer) h_w est calculée par :

$$h_w = 1.4 Y_{90}$$

Où Y_{90} est la profondeur caractéristique où la concentration d'air est $C=90\%$, elle est égale à :

$$Y_{90} = d \frac{1}{1 - C_{mean}}$$

III.1.2.2.4 Profil du déversoir et zone de transition :

Sorensen a remarqué que le point d'entraînement de l'air se déplace progressivement en amont quand le débit diminue. Toutefois pour un faible débit un jet apparaît après que l'eau heurte la première marche et il saute plusieurs marches avant qu'il ne frappe à nouveau sur l'évacuateur. Ce problème peut être surmonté par l'introduction de quelques petites marches dans la partie supérieure de l'évacuateur.

Iguacel (1995) a proposé une transition entre la crête et la première marche de l'évacuateur de telle sorte que les avantages du profil conventionnel soient conservés.

Ce profil consiste à commencer avec une première marche de longueur $H_0/8$ à une distance $H_0/3$ de la crête. Les longueurs des marches suivantes jusqu'au point d'intersection avec le coursier en marches sont $H_0/7$, $H_0/6.5$, $H_0/6$, $H_0/5.5$, $H_0/5$, $H_0/4.5$. Quant aux hauteurs, elles sont déterminées de telle façon que le profil adopté de la crête (Creager) enveloppe ces marches de transition. Ceci est présenté dans la Figure 55 suivante.

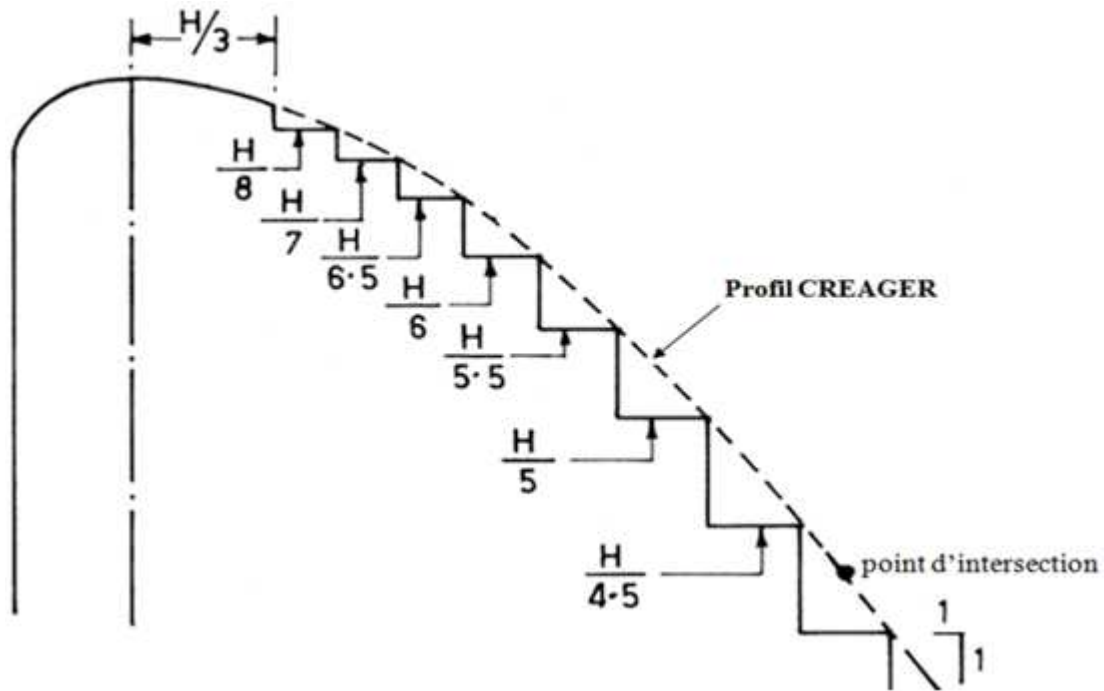


Figure 55: marches de transition- Iguacel (1995).

III.1.2.2.5 La dissipation de l'énergie dans l'évacuateur en marches d'escalier :

Dans le cas d'un écoulement en nappe, la perte de charge totale ΔH le long de l'évacuateur de crue est égale à la différence entre la charge maximale sur la crête H_{max} et la charge résiduelle en bas de l'escalier.

Chanson (1994) propose l'équation suivante pour le calcul de la dissipation de l'énergie :

$$\frac{\Delta H}{H_{max}} = 1 - \frac{0.54\left(\frac{y_c}{h}\right)^{0.275} + 1.715\left(\frac{y_c}{h}\right)^{-0.55}}{\frac{3}{2} + \frac{H_{dam}}{y_c}}$$

Où H_{dam} est la hauteur du barrage et $H_{max} = H_{dam} + 1.5y_c$

Chamani et Rajaratnam (1994) proposent pour calculer la dissipation de l'énergie la formule suivante :

$$\frac{\Delta H}{H_{max}} = 1 - \frac{\{(1-\alpha_f)^N [1 + 1.5\left(\frac{y_c}{h}\right)] + \sum_{i=1}^{N-1} (1-\alpha_f)^i\}}{N + 1.5\frac{y_c}{h}}$$

Où N est le nombre de marches et α_f est une fonction décroissante de $\frac{y_c}{h}$ et la pente du coursier qui présente la proportion de l'énergie perdue par marche.

Tatewar et Ingle (1966) propose pour le calcul de α_f la formule :

$$\alpha_f = -0.1169 + 0.8221 \log\left(\frac{y_c}{h}\right) + 0.0675 \log(a) - 0.5481 \log\left(\frac{h}{l}\right)$$

Quant à l'écoulement turbulent l'énergie se dissipe principalement par l'entretien des tourbillons dans les creux de marche. Si les conditions d'écoulement uniforme sont atteintes à l'extrémité aval de l'évacuateur de crues, la perte de charge totale est:

$$\frac{\Delta H}{H_{max}} = 1 - \frac{\left(\frac{d}{y_c}\right) \cos(a) + \frac{E}{2} \left(\frac{y_c}{d}\right)^2}{\frac{3}{2} + \frac{H_{dam}}{y_c}}$$

Cette équation peut être écrite en fonction du facteur du frottement :

$$\frac{\Delta H}{H_{max}} = 1 - \frac{\left(\frac{f_e}{8 \sin \alpha}\right)^{1/3} \cos(a) + \frac{E}{2} \left(\frac{f_e}{8 \sin \alpha}\right)^{-2/3}}{\frac{3}{2} + \frac{H_{dam}}{y_c}}$$

Où E est un coefficient de correction égal à 1 pour une distribution uniforme de la vitesse.

III.1.3 L'ouvrage de dissipation d'énergie :

Dépendamment de la valeur du nombre de Froude au pied du barrage, on peut choisir entre deux solutions possibles pour la dissipation d'énergie : saut de ski ou bassin à ressaut. La première se base sur un changement brutal de direction du courant torrentiel sous forme d'un jet à l'aide d'une cuillère. Quant à la deuxième, elle se base sur la création d'un ressaut hydraulique le long d'un bassin en béton. Au Maroc, la deuxième solution est souvent favorisée pour des considérations de coût lorsque les conditions hydrauliques nécessaires sont vérifiées.

III.1.3.1 Saut de ski :

La désignation « saut de ski » suggère des déflecteurs placés à l'extrémité d'un coursier. Ces déflecteurs imposent un changement brutal 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 dissipation d'énergie se fait essentiellement dans le volume d'eau qui entoure la surface d'impact. Le déflecteur terminal, appelé aussi cuillère (voir Figure 56), 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 totale de chute sont les paramètres principaux de détermination de la trajectoire aérienne, ce qui contribue à la dissipation d'énergie.

Le premier souci est en général d'accroître la distance entre l'impact et la cuillère, de façon à mieux protéger la fondation de celle-ci contre l'érosion régressive. Ce souci est évidemment difficile à satisfaire lorsque la chute est petite (< 50 m).

Ce type de dissipateur s'adapte plus pour les vallées étroites et pour des barrages à grandes hauteurs. L'eau quitte la structure du barrage sous forme d'un jet dont la trajectoire est donnée par l'équation suivante :

$$Y = X \operatorname{tg} \theta - \frac{X^2}{4 K H \cos^2 \theta}$$

Avec :

X, Y : Coordonnées montrées à la figure ci-dessous.

θ : Angle du tir du jet généralement. La valeur optimale est de 45° , mais on adopte en général une valeur de 30° pour les barrages.

K : Coefficient de perte de charge par frottement air-eau égal à 0.9

H : Energie spécifique du jet d'eau en m.

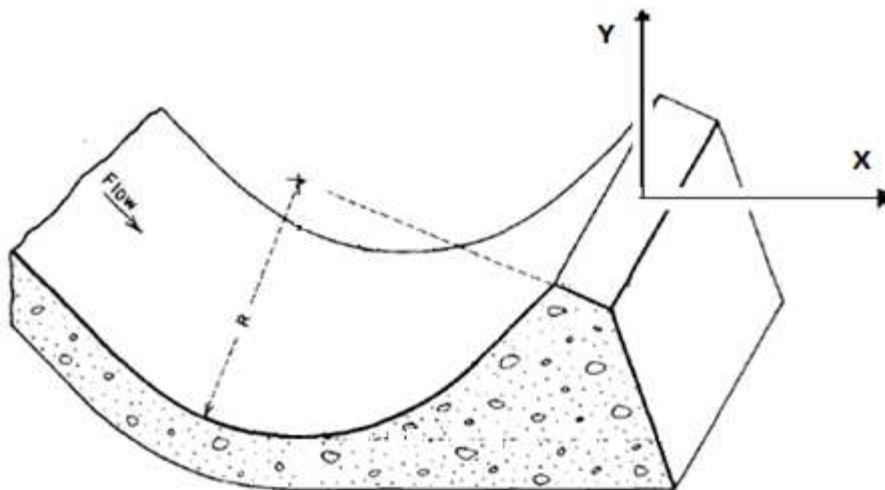


Figure 56: forme d'une cuillère simple

Le rayon R de la cuillère doit vérifier les deux relations suivantes :

$$R_{min} = 1.033 \times q \times \frac{v}{P_{max}} \text{ et } R_{min} = 5h$$

Avec :

q : le débit spécifique en $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ de largeur

V : la vitesse en m/s

P : la pression dynamique normale en KPa.

Le rayon du saut de ski doit être déterminé de manière à ne pas laisser se développer sur le saut de ski une pression importante. On fixe cette pression maximale à 120 KPa environ.

III.1.3.2 Calcul des affouillements :

Il existe des formules empiriques de calcul de la profondeur de la fosse d'érosion due à l'impact du jet :

$$\begin{array}{ll}
 Y_1 = 1.9 * q^{0.54} * h^{0.225} & \text{Véronèse} \\
 Y_2 = 1.18 * q^{0.51} * h^{*0.235} & \text{Chian} \\
 Y_3 = 0.65 * q^{0.5} * h^{0.5} & \text{Damle} \\
 Y_4 = 1.5 * q^{0.6} * h^{0.1} & \text{Martins}
 \end{array}$$

Avec :

Y_i : Profondeur finale sous le niveau d'eau aval ;

q : Débit spécifique à la sortie de l'évacuateur de crues ;

h : Niveau d'eau amont – niveau de départ du jet d'eau ;

h^* : Niveau d'eau amont – niveau d'eau aval.

Ensuite le niveau de la côte d'affouillement est obtenu comme suit :

$$\text{Côte d'Affouillement} = \text{Cote NPHE Aval} - \text{la profondeur d'affouillement}$$

Où la profondeur d'affouillement correspond à la moyenne des valeurs calculées par les diverses formules, et la cote NPHE aval est obtenue à partir de la courbe de tarage à l'aval du barrage.

III.1.3.3 Bassin à ressaut :

Les vitesses à l'aval du ressaut (régime fluvial) sont inférieures aux vitesses à l'amont du ressaut (régime torrentiel). Cette propriété fait utiliser le ressaut comme dissipateur d'énergie pour réduire la vitesse de l'écoulement à l'aval du coursier de l'évacuateur de crue. Afin de contrôler l'érosion dans ces conditions, on construit un bassin à ressaut.

La forme du ressaut hydraulique dépend directement de la valeur du nombre de Froude au pied du barrage.

Ce nombre est défini par :

$$Fr = \frac{LQ^2}{gA^3}$$

Où :

L : la largeur de l'écoulement en m

Q : le débit en m³/s

A : la section transversale de l'écoulement en m².

En cas d'un canal rectangulaire, on a :

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gY}}$$

Où :

V : vitesse d'écoulement en m/s.

Y : le tirant d'eau en m.

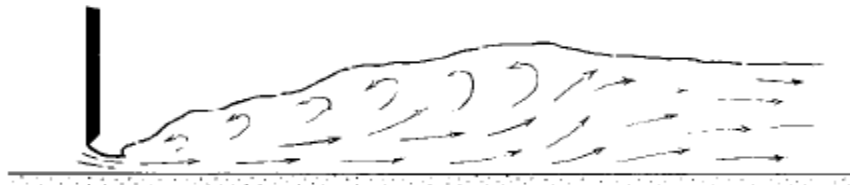
La Figure 57 suivante donne les différents cas constatés au niveau des laboratoires de l'USBR.



Cas $1.7 < Fr < 2.5$: ressaut faible.



Cas $2.5 < Fr < 4.5$: ressaut oscillant.



Cas $4.5 < Fr < 9$: ressaut bien équilibré



Cas $Fr > 9$: ressaut fort avec surface d'eau avale rugueuse.

Figure 57: différentes formes du ressaut hydraulique

Les caractéristiques des bassins à ressaut sont spécifiées par l'USBR qui propose quatre types de bassin selon le nombre de Froude.

- Bassin de type I : $1 < Fr < 2.5$:

C'est un bassin simple qui ne contient pas de redents. Il est présenté dans la Figure 58.

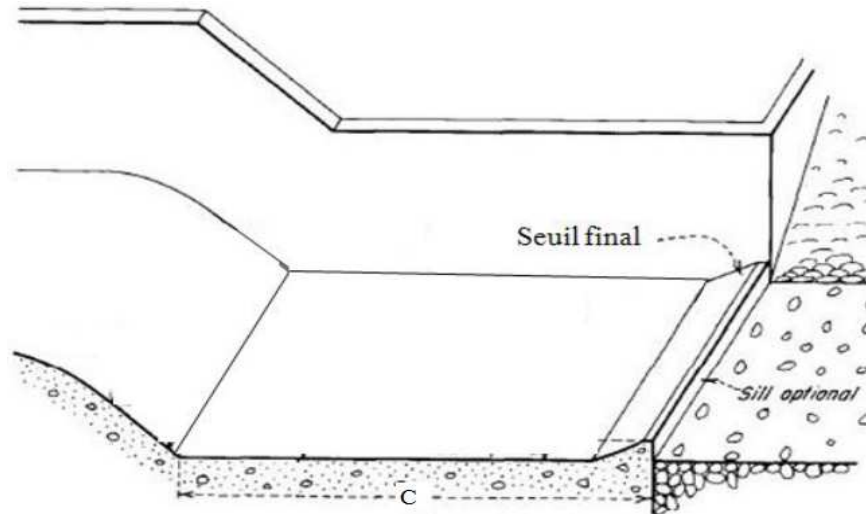


Figure 58: bassin à ressaut de type I pour $1 < Fr < 2.5$

La longueur de ce bassin est prise égale à celle du ressaut.

Dans le cas où la profondeur de l'écoulement à l'aval du ressaut dans le cours d'eau naturel est inférieure à la hauteur conjuguée h_{conj} , on utilise la formule suivante :

$$\frac{C}{h_{conj}} = 5 \left(1 + 4 \sqrt{\frac{L_2 - L_1}{L_1}} \right)$$

Avec :

C : la longueur du ressaut en m.

h_{conj} : la hauteur conjuguée à la sortie du bassin en m.

$$h_{conj} = 0.5 h_{amont} \left(\sqrt{1 + 8 Fr^2} - 1 \right)$$

L_1 : la largeur de l'entrée du bassin en m.

L_2 : la largeur à la sortie du bassin en m.

En général, on utilise des bassins rectangulaires ($L_1 = L_2$), donc on aura :

$$C = 5 h_{conj}.$$

Dans le cas d'un ressaut submergé ou noyé (la hauteur d'eau dans le cours d'eau naturel h_{aval} , est supérieure à la hauteur d'eau conjuguée h_{conj}), la longueur du ressaut devient :

$$C = (4.9 S + 6.1) \cdot h_{conj}$$

Avec :

$$S = \frac{h_{aval} - h_{conj}}{h_{conj}}$$

- Bassin de type IV : $2.5 < Fr < 4.5$:

La conception utilisée pour ce bassin est celle présentée dans la Figure 59 suivante :

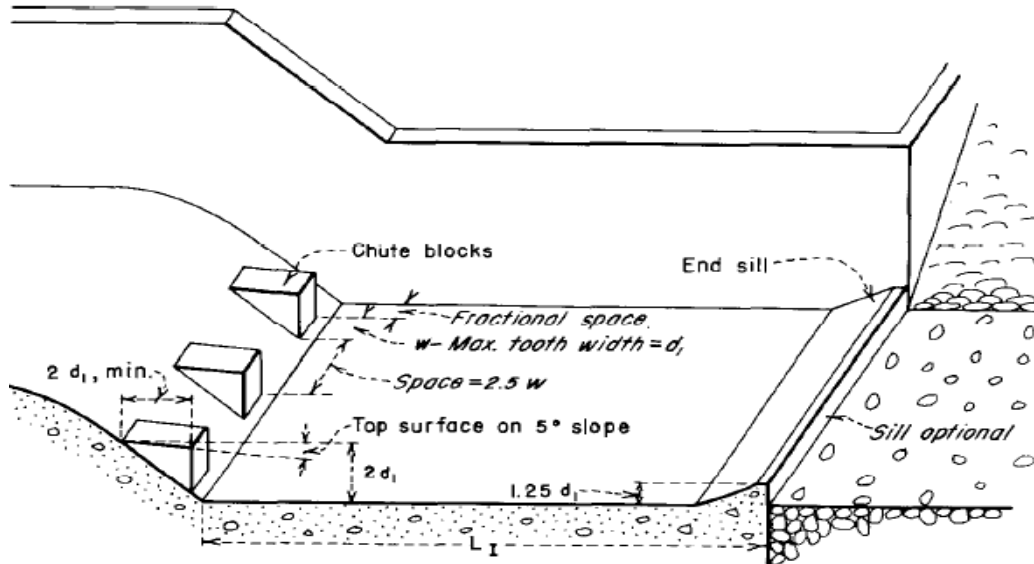


Figure 59: bassin à ressaut de type IV pour $2.5 < Fr < 4.5$

La longueur du bassin à ressaut L_I est donnée par l'abaque de la figure suivante.

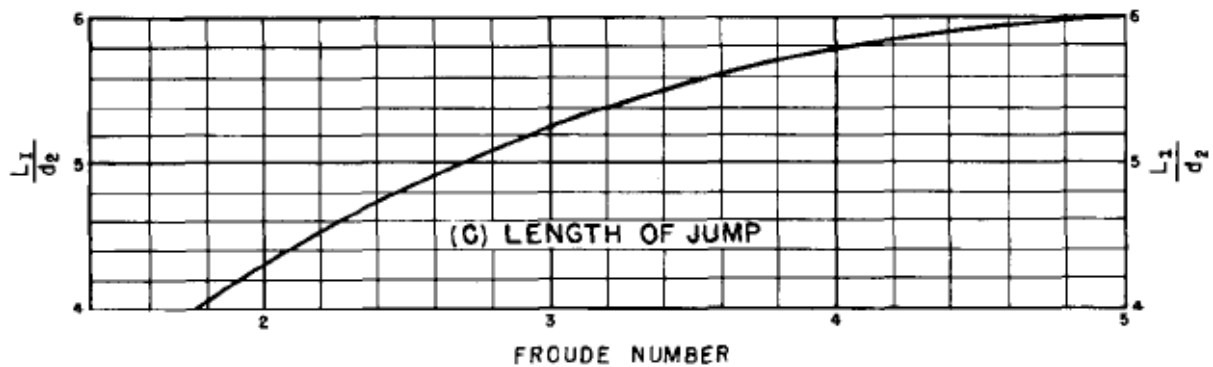


Figure 60: détermination de la longueur du bassin à ressaut pour $2.5 < Fr < 4.5$

- Bassin de type III $Fr > 4.5$ avec $V \leq 60 \text{ ft/s}$ ($\text{ft} = 0.3048 \text{ m}$)

Dans ce cas, «Design of small dams » de l'USBR propose d'utiliser la conception suivante de la Figure 61:

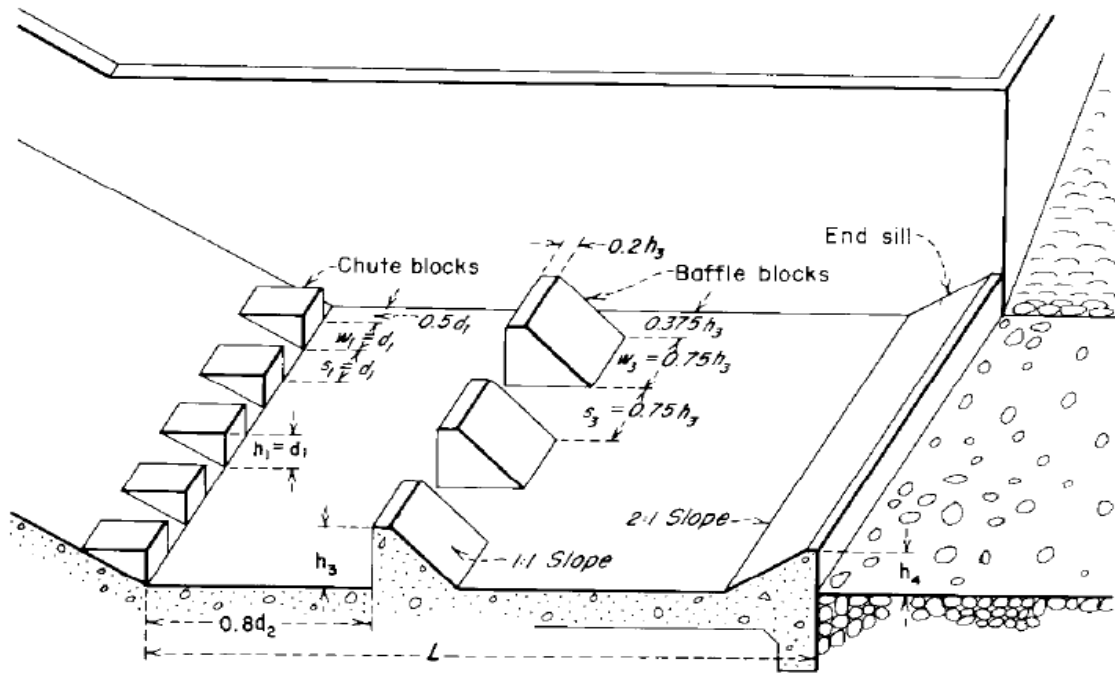


Figure 61: bassin à ressaut de type III pour $Fr > 4.5$ et une vitesse $V \leq 60 \text{ ft/s}$.

On peut avoir une valeur approximative de la longueur du ressaut en utilisant l'abaque suivante de « Design of small dams » :

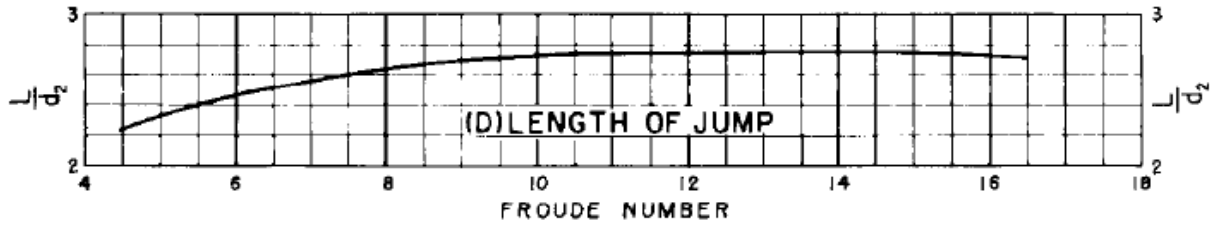


Figure 62: détermination de la longueur du bassin à ressaut pour $Fr > 4.5$ et une vitesse $V \leq 60 \text{ ft/s}$.

Pour favoriser la formation du ressaut hydraulique, on utilise des redents et un seuil à la fin du bassin. La hauteur h_3 des redents et celle du seuil h_4 sont données par l'abaque de la Figure 63 suivante:

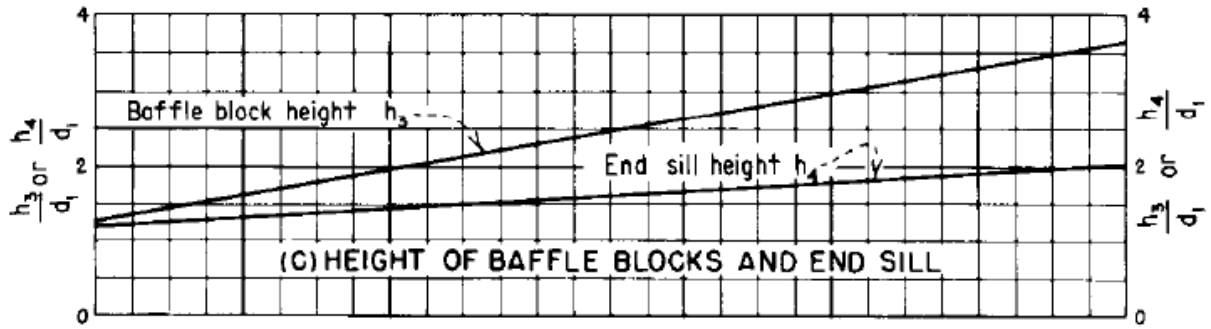


Figure 63: estimation des hauteurs h_3 et h_4

- Bassin de type II : $Fr > 4.5$ avec une vitesse supérieure à 60 ft/s :

On utilise dans ce cas le bassin de type II de la Figure 64 suivante.

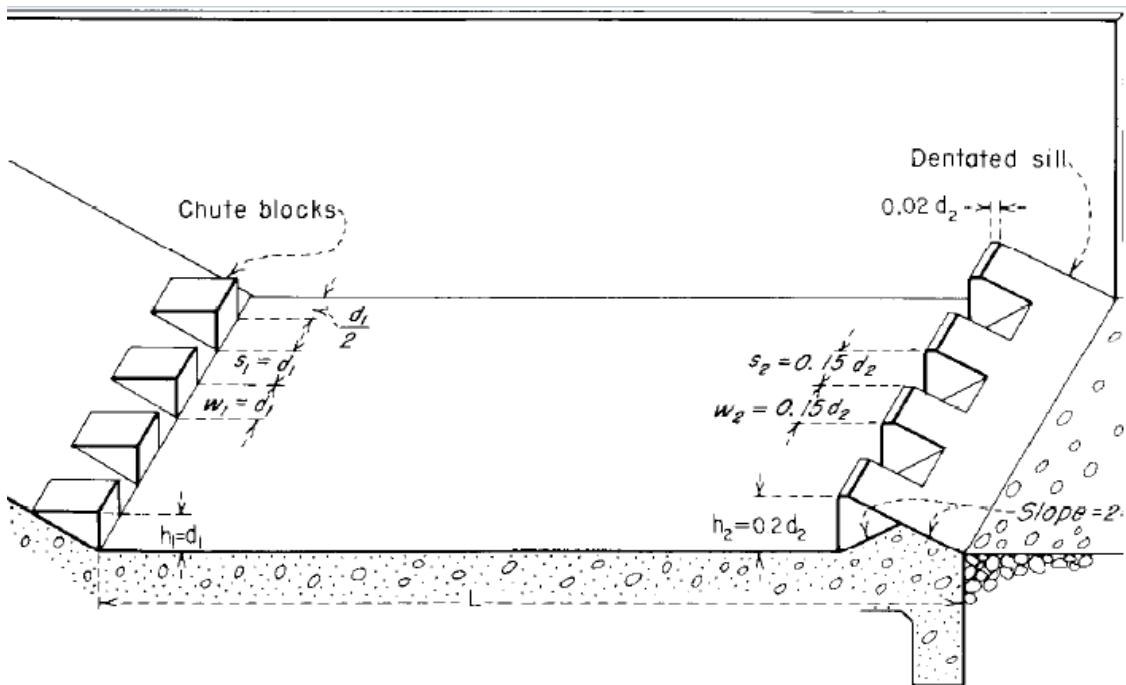


Figure 64: bassin à ressaut de type II pour $Fr > 4.5$ et une vitesse $V > 60$ ft/s.

La longueur du bassin à ressaut de type II est donnée par l'abaque de la Figure 65 suivante.

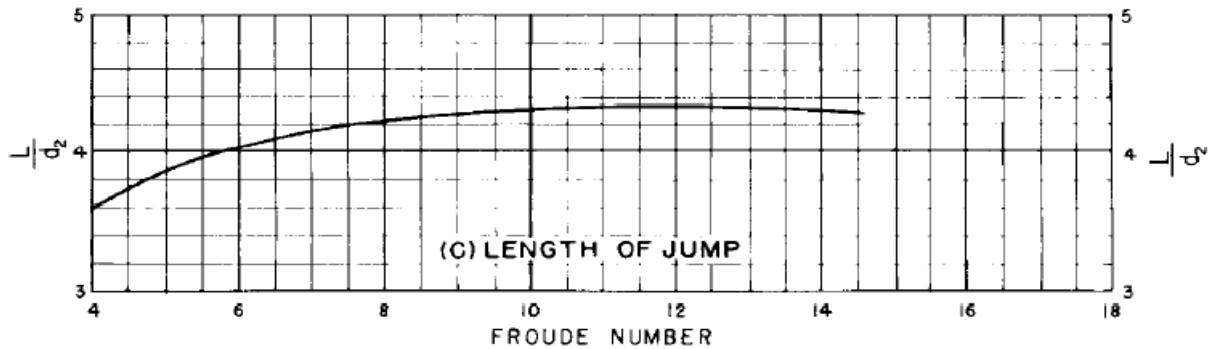


Figure 65: détermination de la longueur du bassin à ressaut de type II

Pour tous les types de bassin, on doit tenir compte de h_{aval} : la profondeur d'eau en aval du ressaut dans le cours d'eau naturel donnée par la courbe de tarage faite pour une section transversale avale au site du barrage.

Les conditions idéales du ressaut sont réalisées pour le cas où $h_{aval} = h_{conj}$. Sauf que cette condition est rarement réalisée voire jamais. En général, on a les deux cas suivants :

Si : $h_{aval} < h_{conj}$

Alors on doit approfondir le radier du bassin pour avoir une surface stable et équilibrée. Autrement des sérieux problèmes d'érosion vont apparaître.

Et si : $h_{aval} > h_{conj}$

Le ressaut idéal ne peut se former non plus. La nappe qui entre sur le radier plonge sous le niveau de h_{aval} et voyage sur une longue distance avant que son énergie soit dissipée : c'est un ressaut noyé.

Plus la hauteur d'eau h_{conj} à l'aval du ressaut est proche de h_{aval} , plus la distance de voyage est courte.

Comme solution, on peut mettre en place dans ce cas un seuil à l'aval du bassin à ressaut pour entraîner un courant de retour qui va augmenter la turbulence.

III.2 Vidange de fond :

La vidange de fond est avant tout un organe de sécurité dont les principales fonctions sont:

- Maîtriser la montée du plan d'eau lors du premier remplissage ;
- Permettre l'abaissement du plan d'eau, voire la vidange du bassin de retenue en cas de danger menaçant la sécurité de l'ouvrage ;

- Maintenir le plan d'eau abaissé en cas de nécessité (travaux d'entretien ou travaux consécutifs à un événement exceptionnel) ;
- Servir d'organe complémentaire pour l'évacuation de la crue de projet ou de sécurité.
- Possibilité de vider complètement la retenue pour la mise hors d'eau soit pour l'inspection ou entretien.

Une autre fonction importante de la vidange de fond est l'exécution de chasses périodiques pour l'élimination des dépôts dans la retenue. Elle est calée en principe assez bas, en général à 1/3 de la hauteur du barrage, pour diminuer l'envasement dû à la sédimentation des apports solides.

Il est souhaitable que la vidange de fond soit équipée de deux vannes, l'une remplissant la fonction de dispositif de sécurité (réserve, révision), l'autre celle de dispositif d'exploitation ou de réglage. Une vanne batardeau en amont permet de vider la galerie pour procéder à une inspection et réaliser des travaux d'entretien.

De l'amont à l'aval, la vidange de fond est constituée en général :

- D'un entonnoir blindé qui reçoit l'écoulement,
- D'une vanne de garde, en général de type glissière manœuvrée à partir de la crête,
- D'une conduite cylindrique ou d'un puits rectangulaire,
- D'une vanne de service contrôlée au niveau de la chambre des vannes,
- D'un débitmètre pour contrôler les mesures des débits,
- D'un chenal aval pour restituer les lâchers de la vidange loin du pied aval du barrage.

III.2.1 Calcul de la capacité de la vidange :

La vidange de fond fonctionne selon deux régimes d'écoulement : écoulement en charge quand le niveau de l'eau amont est supérieur de la cote du toit de la vidange et écoulement à surface libre dans le cas échéant.

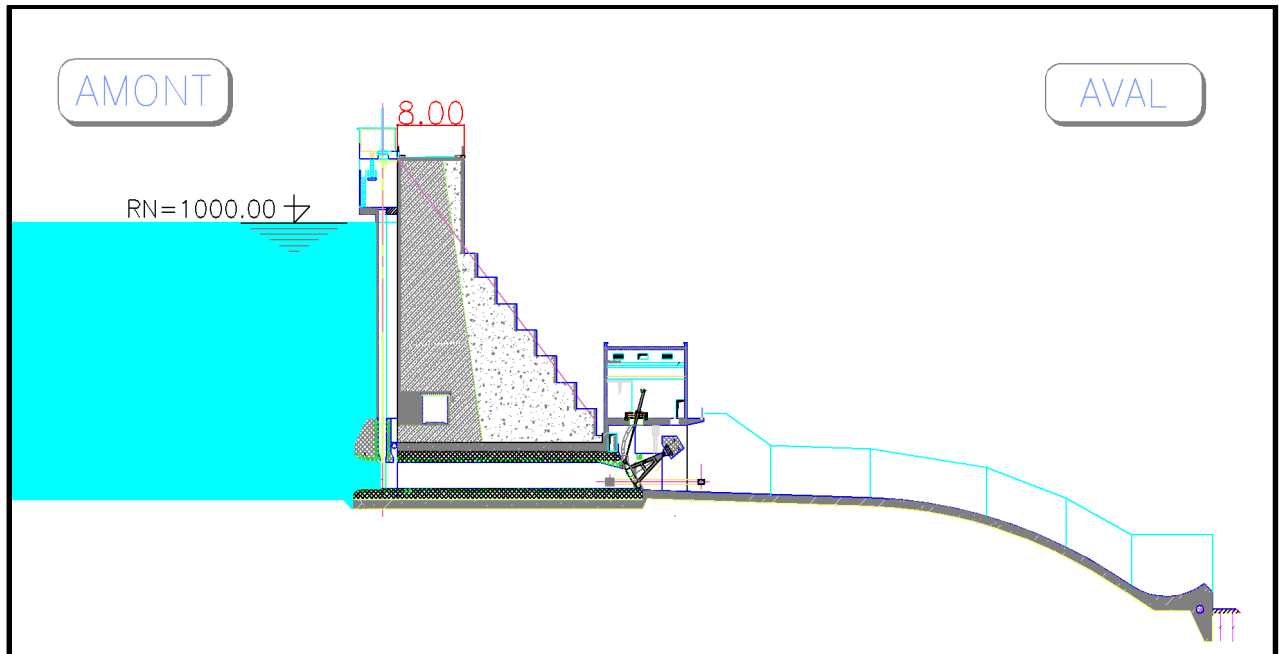


Figure 66: coupe type d'une vidange de fond

III.2.1.1.1.1 Fonctionnement en écoulement à surface libre :

Le théorème de Bernoulli appliqué pour une ligne de courant entre le niveau amont de cote Z et l'entrée de la vidange de fond où l'écoulement est à la hauteur critique s'écrit :

$$Z = Z_0 + h_c + \frac{v^2}{2g} + \Delta H$$

Z_0 : la cote du plan d'eau amont

Z_{calage} : la cote de calage du pertuis

h_c : la hauteur critique.

V : vitesse de l'écoulement dans la section

ΔH : pertes de charge au niveau de l'entrée de la VDF.

Le débit critique correspondant est :

$$Q_{\text{VDF}} = \sqrt{\frac{g S^3}{L}}$$

Avec :

L : la largeur de la vidange en m.

S : section de la VDF.

III.2.1.1.1.2 Fonctionnement en écoulement en charge

La détermination du débit évacué par la vidange de fond dans le cas de l'écoulement en charge se fait aussi par application du théorème de Bernoulli :

$$Z = Z_0 + h + \frac{V^2}{2g} + \Delta H$$

Z : la cote du plan d'eau amont

Z₀ : la cote de calage du puits

h : la hauteur de la vidange de fond.

Le terme de perte de charge $\Delta H = \sum ki \cdot \frac{V^2}{2g}$ contient parmi d'autres :

- La perte de charge à l'entonnement évaluée à $0.15 \frac{V^2}{2g}$
- La perte de charge due à la vanne amont, dépend du type de la vanne (voir annexe)
- les pertes de charge par frottement : $L_c \cdot Q^2 / K_s^2 \cdot S^2 \cdot R_h^{4/3}$
 - S : section de la conduite en m²
 - K_s : coefficient de Strickler du conduit (m^{1/3}/s)
 - R_h : rayon hydraulique du conduit en m.
 - L_c : longueur du conduit en m.

On obtient ainsi le débit suivant :

$$Q_{VDF} = S \cdot \sqrt{\frac{2g(Z - Z_0 - h)}{1 + \sum ki}}$$

Avec : S est la section de la vidange de fond.

Un exemple de la loi de tarage de la vidange de fond est donné dans la figure suivante :

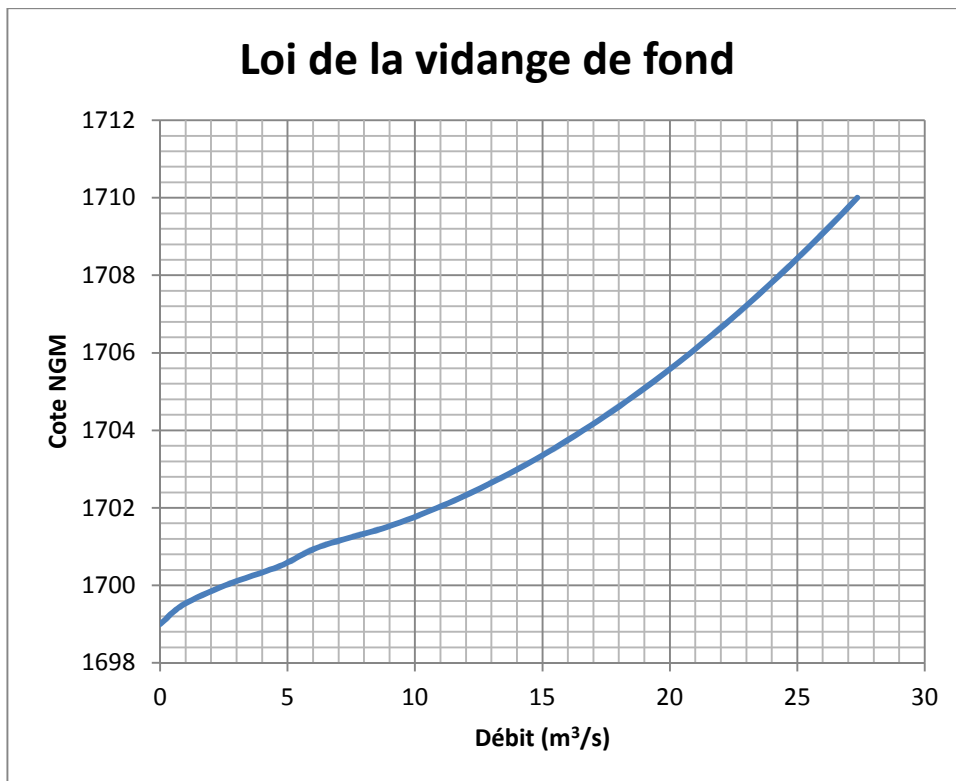


Figure 67: exemple de loi cote-débit de la vidange de fond

III.2.2 Dimensionnement de la vidange :

Le critère principal pour choisir les dimensions de la vidange de fond est le temps nécessaire pour vider la retenue du barrage par la vidange de fond.

Il faudra que, compte tenu d'un débit naturel que l'on se fixe (par exemple, débit moyen naturel durant la période d'exploitation), la durée de la vidange de la retenue ne doit pas être trop longue. Le comité technique permanent des barrages se donne pour règle que la durée de vidange nécessaire pour diminuer de moitié la charge totale d'eau sur l'ouvrage ne doit pas excéder deux jours. Pour les retenues importantes on sera d'ailleurs obligé d'admettre des durées beaucoup plus longues, voir même abandonner l'idée d'une vidange totale.

Le temps de vidange (ou temps d'abaissement du niveau de la retenue) se déduit de l'équation différentielle suivante :

$$[Q_e(t) - Q_v(z)]dt = S(z)dz$$

Avec :

$Q_e(t)$: Débit entrant à l'instant t (m³/s) ;

$Q_v(z)$: Débit évacué par la vidange pour un niveau z de la retenue et à un instant t (m^3/s) ;

$S(z)$: Surface du plan d'eau au niveau z de la retenue (m^2).

Au cours de la vidange rapide du barrage, nous tenons compte d'une alimentation de la retenue par un débit constant (par exemple, débit moyen naturel durant la période d'exploitation).

Au Maroc, on fixe généralement le temps de vidange complète de la retenue à 15 jours.

III.2.3 Calcul de la géométrie de l'entonnoir :

D'une façon générale, l'entrée de la conduite est rectangulaire, la forme de l'entonnoir doit avoir un développement vertical et horizontal suivant une équation elliptique :

$$\frac{x^2}{D^2} + \frac{y^2}{(0,33.D)^2} = 1$$

Avec : D étant la dimension verticale ou horizontale de la conduite dans une section courante :

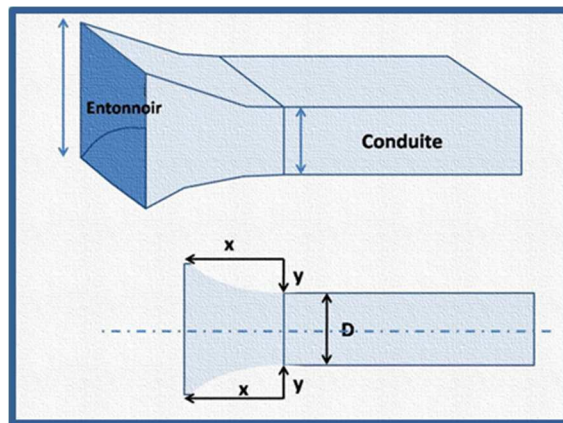


Figure 68 : schéma des entonnoirs d'une VDF

Parfois on adopte une forme elliptique commune aux sections horizontales et verticales.

Pour des entres circulaires la forme de l'entonnoir est donnée par l'équation elliptique suivante :

$$\frac{x^2}{(0,5.D)^2} + \frac{y^2}{(0,15.D)^2} = 1$$

III.2.4 Calcul du jet de la vidange :

La restitution des lâchers de la vidange de fond se fait à l'aval moyennant un chenal de restitution, ce dernier peut être soit rectiligne, permettant de restituer les lâchers directement vers le lit de l'oued sans avoir recours à un changement de direction, soit un chenal courbé caractérisé par un rayon de courbure et un angle de déviation définis.

Dans certains cas, on peut même utiliser à la sortie de la vidange une cuillère simple comme celle de la Figure 56 afin d'éloigner le jet d'eau le plus loin possible du pied aval du barrage.

Le rayon de cette cuillère est déterminé de la même façon que pour l'EVC.

Dans ce cas, la trajectoire du jet d'eau évacué par la vidange de fond est donnée par la formule :

$$Y = X \operatorname{tg} \theta - \frac{X^2}{4 K (d+h_v) \cos^2 \theta}$$

Avec :

X, Y : Coordonnées montrées à la Figure 56.

θ : Angle du tir du jet généralement pris égal à 30°

K : Coefficient de perte de charge par frottement air-eau égal à 0.9

h_v : terme d'énergie cinétique ($v^2/2g$).

d : tirant d'eau à la sortie de la vidange.

Un exemple de trajectoire est donné dans le graphique ci-après.

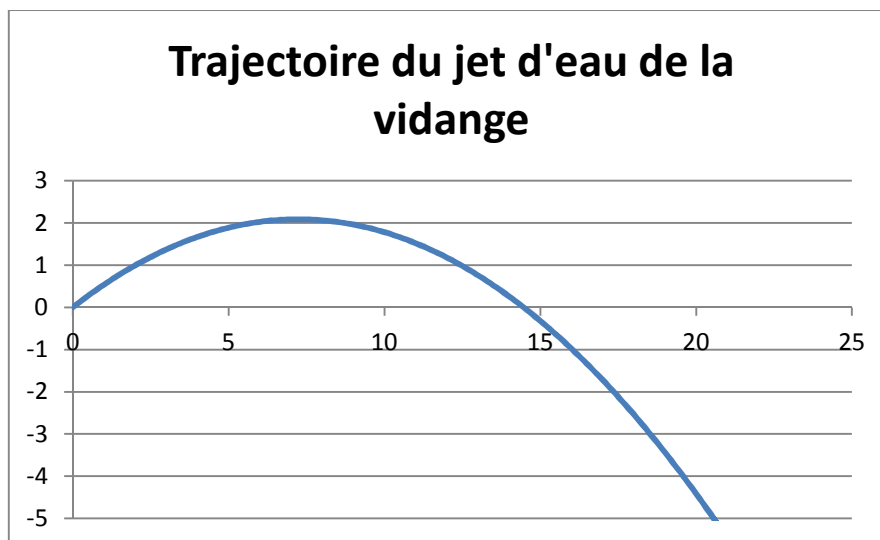


Figure 69: exemple de trajectoire du jet de la vidange de fond

III.3 Dérivation provisoire :

Toutes les parties d'un barrage doivent être nécessairement construites à sec, d'abord pour réaliser convenablement les fouilles et ensuite pour construire le massif du barrage. Il faut donc obligatoirement dévier le cours d'eau durant la construction.

III.3.1 Crue de dimensionnement :

Pour le choix de la crue contre laquelle la dérivation provisoire doit protéger, plusieurs considérations sont prises en compte :

- La sécurité du personnel et des aménagements à l'aval.
- La durée de construction.
- Les couts des éventuelles pertes et structures avales endommageables.

Généralement, les fréquences de cette crue considérées au Maroc peuvent aller de la crue 1/10 à 1/100. Actuellement et dans certains marchés de construction de barrage, le choix des ouvrages de dérivation provisoire ainsi que la crue de dimensionnement sont laissés aux soins de l'entreprise titulaire du marché.

III.3.2 Méthodes de dérivation :

Selon les caractéristiques de l'écoulement naturel du cours d'eau et le niveau de risque qu'on peut prendre, plusieurs méthodes peuvent être envisagées pour un barrage en béton.

III.3.2.1 Dérivation avec batardeaux :

C'est la méthode classique la plus utilisée et la plus adaptée aux sites. Elle consiste, de l'amont vers l'aval, à :

- Un batardeau amont :

C'est une digue en remblai souvent à noyau argileux sinon à noyau limoneux. L'étanchéité est souvent renforcée par un masque amont en géotextile. On peut également concevoir une digue en BCR. La crête du batardeau amont est calée en faisant un calcul de laminage de la crue de dimensionnement à travers le seuil d'entrée du pertuis de dérivation.

- Un pertuis :

Il est placé en rive pour acheminer l'eau de l'amont vers l'aval durant toute la durée de construction du barrage. Il consiste à un canal avec une section et une pente choisies de façon

à avoir un écoulement à surface libre. Dans la majorité des cas on prévoit deux pertuis parallèle et non pas un seul. Une idée intéressante surtout pour les barrages en remblai consiste à transformer par la suite l'un des pertuis en vidange de fond.

- Un batardeau aval :

C'est une digue pareil à celle du batardeau amont mais avec une taille moins importante. Son rôle d'empêcher le retour des eaux sortant des pertuis vers la zone des travaux. Sa crête est calée cette fois-ci en réalisant la courbe de tarage de la section juste à l'aval de la sortie des pertuis, la cote de la crête du batardeau aval correspond donc au débit sortant du pertuis de la dérivation sur ladite courbe de tarage.

Il est à signaler que parfois on prévoit d'intégrer l'un des batardeaux ou les deux au corps du barrage. Un exemple de ceci au Maroc est le barrage Tarzirt (barrage en enrochements à masque amont) où le batardeau amont réalisé en BCR fait partie du barrage et constitue un appui pour la plinthe sur laquelle, rappelons-le, repose le masque amont en béton armé.

Ce mode de dérivation très répandu permet de travailler pratiquement à sec dans la zone des travaux. Les digues des batardeaux en remblai ou en BCR constituent en termes d'exécution une sorte de plot d'essai qui permet l'entraînement et le rodage des équipes de l'entreprise. Un dernier avantage est le fait que les trois organes de dérivation ci-dessus peuvent faire partie intégrante par la suite de l'ouvrage et réaliser ainsi des économies importantes. Toutefois, plusieurs critiques sont faites par des experts par rapport à cette méthode qui consiste à l'aspect coût. En effet, le coût de réalisation des batardeaux peut constituer une part importante de celui de l'ensemble de l'ouvrage. Pour des barrages actuels en BCR, l'expérience montre que ces barrages en construction résistent très bien à la submersion due au passage de la crue de chantier.

III.3.2.2 Dérivation en tunnel :

Pour une vallée très étroite, il devient difficile d'exécuter les travaux de fondation. On utilise alors un tunnel comme celui illustré dans la figure ci-dessous que ce soit pour les barrages en terre ou en béton.

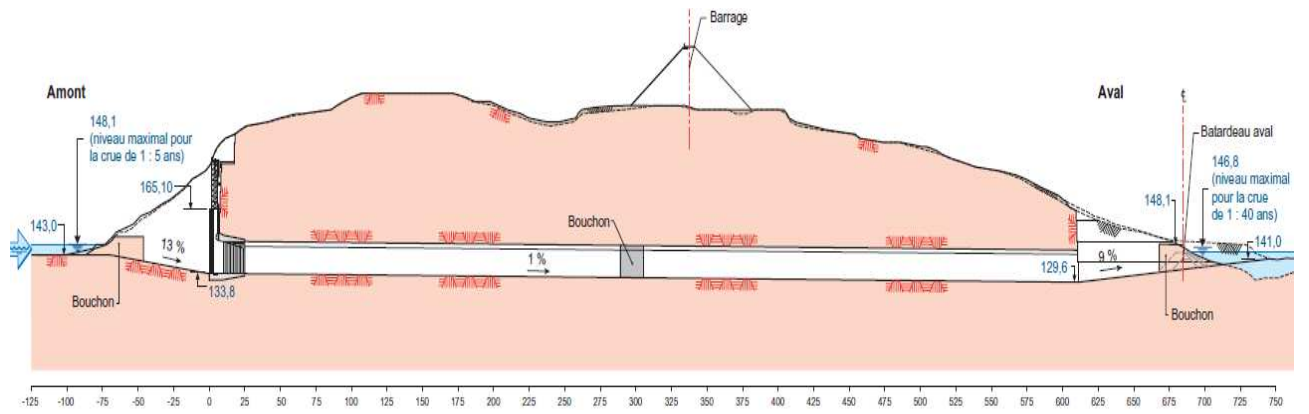


Figure 70: dérivation provisoire avec un tunnel

Chapitre IV Calculs de stabilité

IV.1 Justifications de stabilité du barrage en béton

L'étude de stabilité consiste à évaluer la sécurité de l'ouvrage en béton vis-à-vis de trois conditions de stabilité :

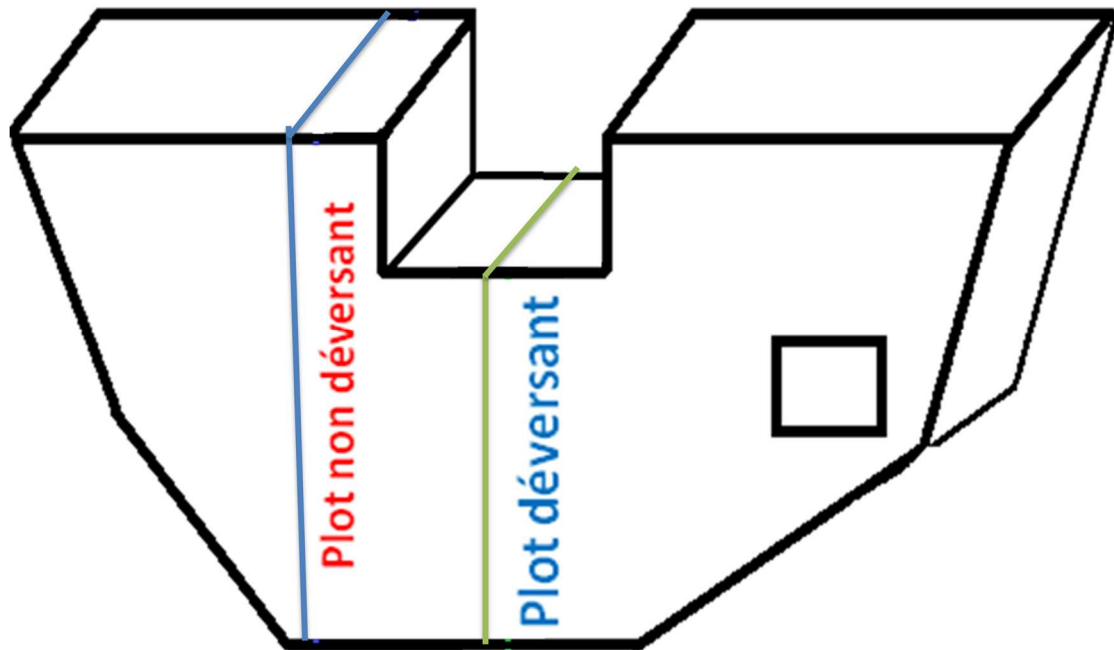
- Le glissement,
- Le renversement,
- L'état de contraintes.

Une analyse bidimensionnelle pour ces barrages est en principe suffisante à moins que la vallée ne soit trop étroite ou qu'on ait un profil courbe du barrage, dans quel cas on fait une analyse tridimensionnelle. L'étude bidimensionnelle est effectuée selon deux types de profils amont/aval : le premier est au niveau de l'évacuateur de crues du barrage (plot déversant) et le deuxième est réalisé pour une section de rive hors EVC (plot non déversant).

Les conditions de chargement considérées varient selon le fonctionnement et la nature du barrage. Les différents cas de charges proposés par l'« US Army Corps of Engineers » sont :

- conditions fondamentales (niveau d'eau à la retenue normale),
- conditions accidentelles (PHE, vase ...),
- conditions extrêmes (séisme, barrage vide ...).

Notons que tous les calculs sont effectués par mètre de largeur que ce soit pour les plots déversant ou non déversant.



IV.2 Paramètres de calcul :

Les différents niveaux d'eau à évaluer peuvent aller d'un barrage à retenue normale, barrage vide ou barrage au niveau des PHE.

La masse volumique prise pour le massif du barrage en béton peut aller de 2.4 t/m³ pour le BCR ou le béton cyclopéen à 2.5 t/m³ pour le BCV.

D'autres paramètres sont aussi à fournir, à savoir :

- La résistance à la compression et le module de déformation des fondations,
- Cohésion de la surface de contact entre les fondations et le béton: il est souvent difficile à estimer et de valeur décroissante avec le temps,
- Angle de frottement interne : on doit effectuer un essai de cisaillement pour l'avoir.
- Le niveau retenu pour les sédiments ainsi que leur masse volumique déjaugée et leur angle de frottement interne.

IV.3 Les efforts appliqués sur le barrage :

IV.3.1 Poids propre du barrage :

Il consiste à un effort normal dont la résultante passe par le centre de gravité de l'ouvrage. Il est évalué pour chaque mètre de largeur par la relation suivante :

$$W_b = \omega_b S$$

Avec :

ω_b : poids volumique du béton (KN/m³).

S : la section en m²

Matériau	Poids volumique caractéristique [kN/m ³]
BCV (béton conventionnel vibré)	24
BCR riche (dosé à environ 200 kg de liant / m ³)	23,5
BCR maigre (dosé à environ 100 kg de liant / m ³)	22

Figure 71 valeurs guides du poids volumique caractéristique des barrages-poids en béton

IV.3.2 Poussée hydrostatique de l'eau :

Pour cet effort, on suppose une distribution linéaire de la surface libre jusqu'au fond où la poussée est maximale. Il est aussi important de comptabiliser l'effet stabilisant de cette poussée à l'aval.

La composante horizontale est :

$$P_H = 0.5 \omega H^2$$

Où :

ω : poids volumique de l'eau (KN/m³).

H : hauteur d'eau en m.

La composante verticale est :

$$P_V = 0.5 p \omega H^2$$

Où :

p : le fruit du parement.

IV.3.3 Poussée des sédiments :

Elle est évaluée par la relation suivante :

$$F_s = 0.5 \omega_s H_s^2 \left(\frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'} \right)$$

Avec :

ω_s : poids volumique déjaugé des sédiments.

H_s : hauteur de la vase en m.

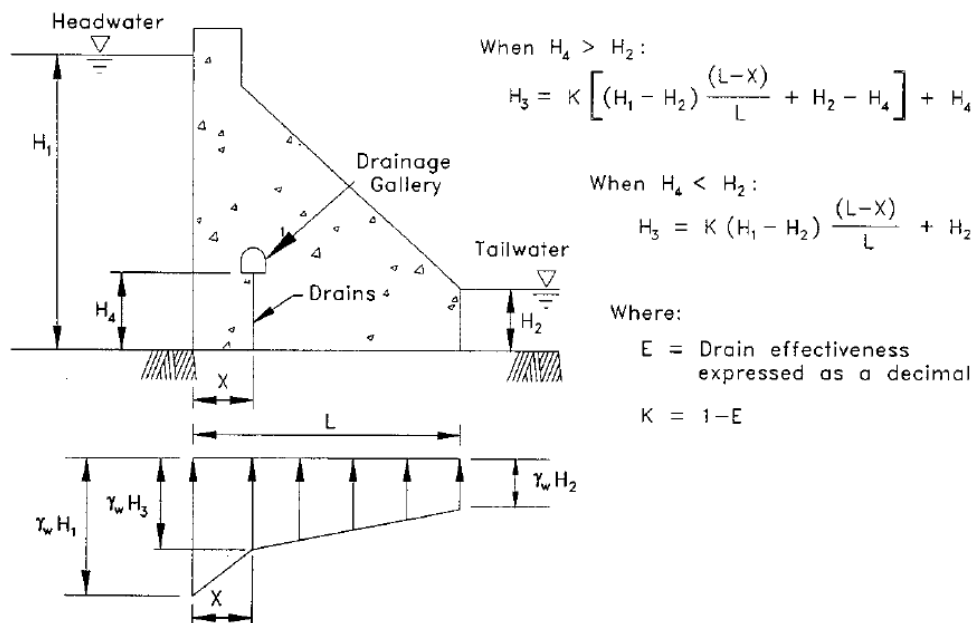
φ' : angle de frottement interne de la vase.

IV.3.4 Soupression sous le barrage :

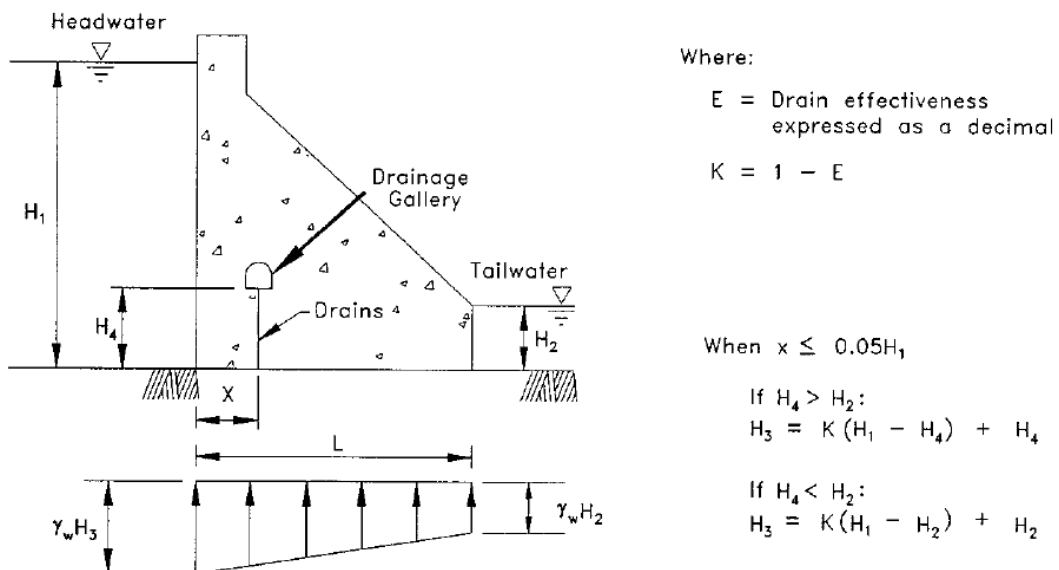
Cette poussée est défavorable pour la stabilité du barrage poids.

En cas de drainage et dans l'hypothèse d'un entretien régulier des drains, la forme du diagramme de contrainte due à la sous pression est donnée, selon le coefficient de l'efficacité du drainage E et la position de la galerie de drainage, par l'USACE dans les figures suivantes.

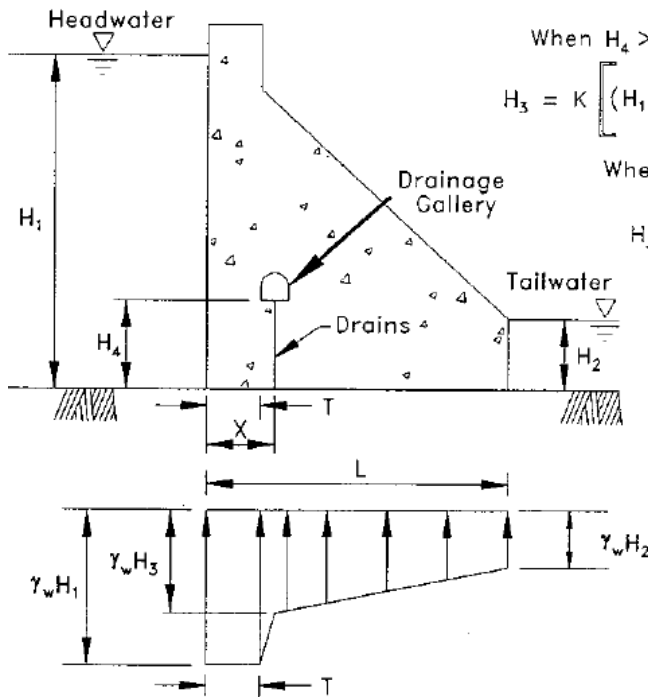
- Cas 1 :



- Cas 2 :



- Cas 3 :



When $H_4 > H_2$:

$$H_3 = K \left[(H_1 - H_2) \frac{L-X}{L-T} + H_2 - H_4 \right] + H_4$$

When $H_4 < H_2$:

$$H_3 = K \left[(H_1 - H_2) \frac{L-X}{L-T} \right] + H_2$$

Where:

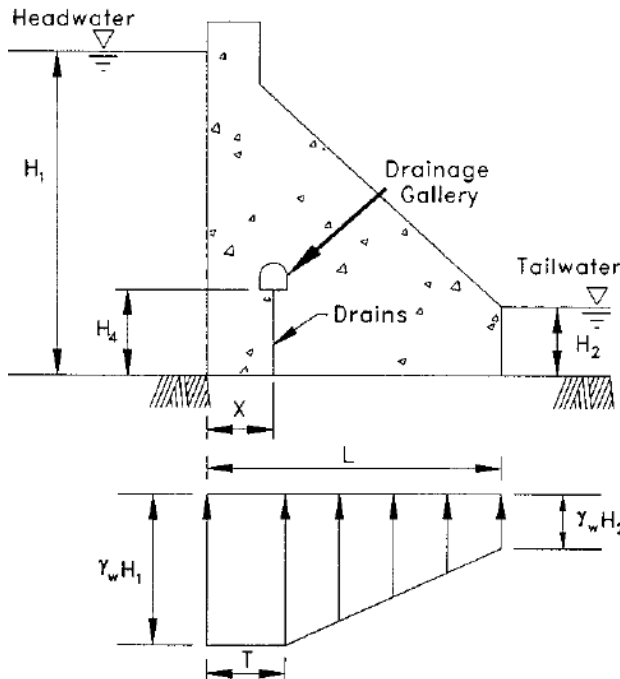
E = Drain effectiveness expressed as a decimal

$$K = 1 - E$$

T = Zero compression length

$$T < X$$

- Cas 4 :



Where:

T = Zero compression length
 $T > X$

Note:

Refer to paragraph 3-3d(1)(e) in EM1110-2-2200 for investigating existing dam

Figure 72: calcul des sous-pressions sous un barrage en béton

De même, si un voile d'injection a été réalisé en fondation près du pied amont, et pour autant que le pied amont ne soit pas soumis à des tractions, on considère que le voile a pour effet de diminuer d'un tiers la soupression juste à son aval.

IV.3.5 Effort du séisme :

L'effet du séisme est évalué dans ce cours avec une analyse pseudo-statique. Dans l'approche pseudo-statique, le chargement dynamique est représenté par l'application de forces statiques jugées équivalentes aux efforts dynamiques maximaux supportés par l'ouvrage. La réponse vibratoire de l'ouvrage est négligée.

Pour comprendre l'effet du séisme sur le barrage, il est nécessaire de connaître son accélération. Pour se faire, une étude spécifique est réalisée par un expert ou un spécialiste.

Les secousses sismiques provoquent des efforts d'inertie à la fois sur l'ouvrage et sur l'eau de la retenue et peuvent être dans n'importe quelle direction. Toutefois, l'accélération verticale ne représente que 50% de l'accélération horizontale. Raison pour laquelle on néglige parfois la composante verticale de l'effort du séisme devant le poids propre de l'ouvrage. Les valeurs de ces deux composantes sont fournis par une étude sismique à part.

Aux Etats Unis, l'intensité de l'accélération horizontale du séisme de dimensionnement est fonction de la magnitude et de la distance horizontale entre le site et l'épicentre du séisme. Elle est donnée par la figure ci-dessous.

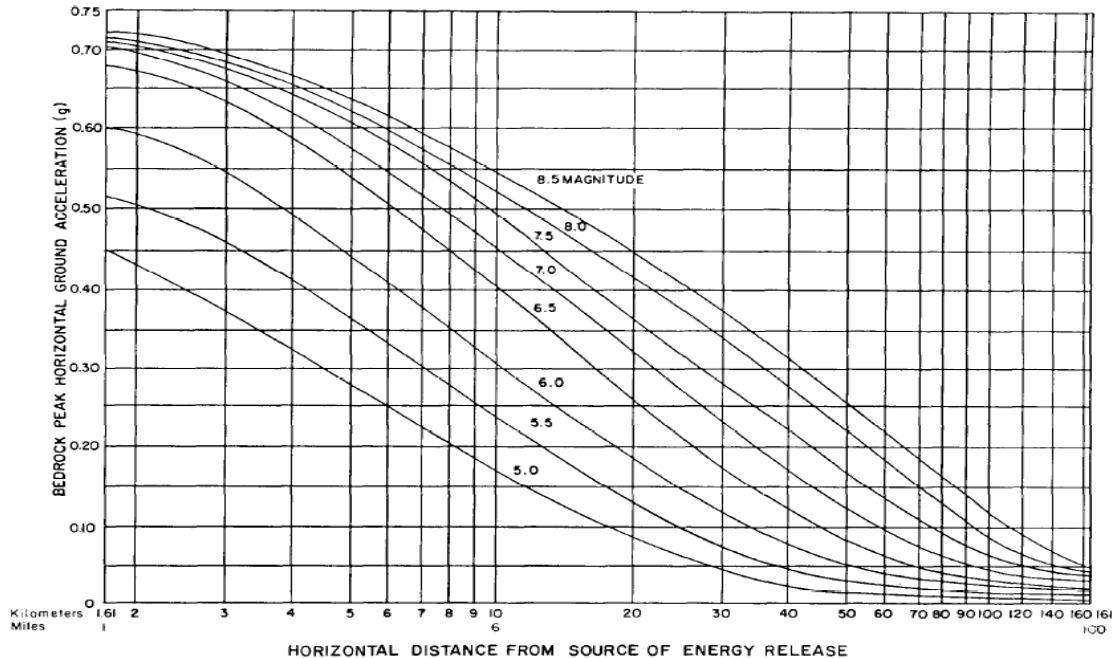


Figure 73: détermination de l'accélération horizontale de dimensionnement.

Dans le cas des ouvrages de dimensions importantes et/ou situés dans des zones fortement sismique, on fait appel à deux autres approches :

- Méthode pseudo-dynamique: Au lieu de considérer un coefficient sismique uniforme, on calcule la distribution des forces d'inertie en fonction de la hauteur de l'ouvrage (Chopra).
- Méthode transitoire (Méthode aux éléments finis) : L'état des contraintes dans la structure est évalué aux pas de temps de l'accélérogramme fourni.

IV.3.5.1 Effort d'inertie sur le béton :

La force causée par le tremblement sur le massif du barrage P_b est égale à :

$$P_b = \alpha_h \cdot W_b$$

Où :

α_h : intensité de l'accélération horizontale en g.

W_b : poids du massif du barrage.

IV.3.5.2 Effort d'inertie de l'eau de la retenue :

Le séisme génère aussi une poussée hydrodynamique de l'eau sur le parement amont du barrage. Elle est estimée pour chaque point de profondeur y à partir de la surface libre du réservoir par la formule de Zanger (1952) suivante :

$$P_e = \alpha_h \cdot C \cdot W \cdot h$$

P_e : la poussée hydrodynamique en KN/m^2 .

C : coefficient adimensionnel donnant la distribution de la magnitude et des pressions. Il est donné par la relation suivante et par le graphique de la figure ci-après selon le rapport y/h et l'angle du parement amont avec la verticale.

$$C = \frac{C_m}{2} \left[\frac{y}{h} \left(2 - \frac{y}{h} \right) + \left(\frac{y}{h} \left(2 - \frac{y}{h} \right) \right)^{\frac{1}{2}} \right]$$

h : profondeur totale du réservoir en m.

y : profondeur du point en question en m.

C_m : valeur maximale de C .

W : masse volumique de l'eau en kg/m^3 .

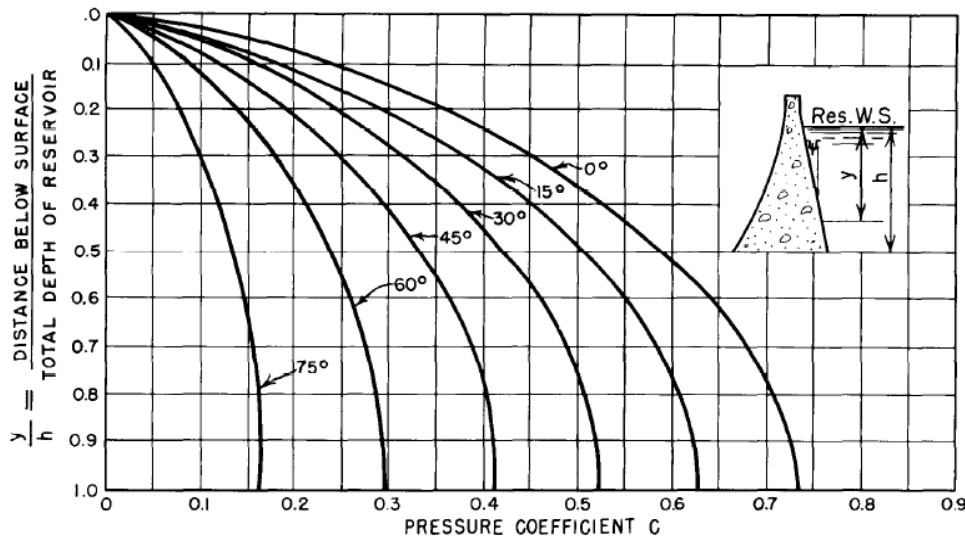


Figure 74: Détermination du coefficient C.

Cette pression hydrostatique doit être appliquée au centre de gravité de la masse du barrage. Quant à la résultante de cette inertie, elle évaluée pour chaque mètre de largeur par la formule suivante :

$$P = 0.726 P_e y$$

La méthode de Zanger est utilisée surtout pour les barrages en béton à parement amont incliné. Sinon, la poussée hydrodynamique maximale est calculée avec la relation de Westergraad suivante :

$$P = \frac{7}{8} \alpha_h w h$$

Signalons que le séisme applique aussi une poussée sur la vase. Elle est estimée par :

$$P_s = \frac{7}{8} \alpha_h \omega_s H_s$$

IV.4 Critère de stabilité du barrage:

IV.4.1 Stabilité au glissement :

On étudie la stabilité du barrage par rapport au glissement pour la surface de contact entre le béton et la fondation. Le glissement du barrage se fait sur cette surface à cause des efforts appliqués.

La résistance au glissement τ est donnée par la relation suivante :

$$\tau = C.S + N.tg\varphi$$

Avec :

C : la cohésion du contact béton-fondation en KPa.

φ : Angle de frottement interne.

S : Section de contact entre le béton et la fondation en m²

N : résultante des efforts normaux en KN

Le facteur de sécurité au glissement a par conséquent la formule suivante :

$$Fg = \frac{C.S + N.tg\varphi}{T}$$

Où T est la résultante des efforts tangentiels en KN.

En général, on dira que la stabilité au glissement du barrage est assurée si :

- $Fg \geq 1.5$ pour les combinaisons de charge fondamentales.
- $Fg \geq 1$ pour les combinaisons de charge accidentelles et extrêmes.

IV.4.2 Stabilité au renversement :

Le calcul de stabilité au renversement se fait pour le pied aval du barrage, il est évalué par le facteur de sécurité suivant :

$$F_R = \frac{\sum \text{Moments stabilisants}}{\sum \text{Moments déstabilisants}}$$

De même, on dira que la stabilité au renversement du barrage est assurée si :

- $Fr \geq 1.5$ pour les combinaisons de charge fondamentales.
- $Fr \geq 1$ pour les combinaisons de charge accidentelles et extrêmes.

IV.4.3 Calcul des contraintes transmises aux fondations :

Outre que la sécurité générale vis-à-vis du glissement et du renversement, on doit aussi vérifier la stabilité pour les contraintes transmises aux fondations.

Le calcul de ces contraintes se fait à l'aide de la formule de la résistance des matériaux suivante :

$$\sigma_y = \frac{N}{S} \pm \frac{M \cdot y}{I}$$

Où :

N : effort normal.

S : surface de contact considérée

M : moment par rapport au centre de gravité de la section considérée.

y : distance du point où on calcule la contrainte du centre de gravité de la section.

I : moment d'inertie principal de la surface S.

Si on se limite à un mètre de largeur, on a donc :

- Pour le pied amont :

$$\sigma_{am} = \frac{N}{b} \left(1 - \frac{6e}{b} \right)$$

Avec :

b la longueur de contact de la section S

Et e est l'excentricité de la résultante des efforts par rapport au centre de gravité de la surface S.

- Pour le pied aval :

$$\sigma_{av} = \frac{N}{b} \left(1 + \frac{6e}{b} \right)$$

L'ouvrage est stable lorsque le contact entre le béton et les fondations reste en compression. Ceci est vérifié tant que l'excentricité reste au niveau du tiers central pour les conditions normales de charge (RN), au niveau de la moitié centrale pour les deux cas de conditions accidentelles et au niveau de la base pour les conditions extrêmes de charges.

IV.4.4 Cas de charge :

Les cas de charge correspondent à des configurations dans lesquelles le barrage est susceptible de se trouver pendant sa durée de vie.

Plusieurs cas de charge sont considérés pour le calcul de stabilité. Ces cas supposent différents niveaux d'eau (RN, NPHE) combinés avec le cas de "séisme" et le cas "vase". Les principaux cas de charge à examiner sont comme suit :

EFFORTS	RN	RN+VASE	RN+SEISME	RN+VASE+SEISME	NPHE	NPHE+VASE	VIDE+SEISME
1: POIDS PROPRE							
2: EAU AMONT							
3: EAU AMONT CRUE							
4: EAU AVAL							
5: EAU AVAL CRUE							
6: SOUS-PRESSION RN							
7: SOUS-PRESSION NPHE							
8: VASE							
9: SÉISME-VASE							
12: SEISME-EAU							
13: SEISME-BARRAGE							

IV.4.5 Calcul de la stabilité élastique :

IV.4.5.1 Condition de Maurice Lévy :

Le calcul de la stabilité élastique consiste à l'évaluation de l'état de contrainte existant aux parements amont et aval du barrage lorsque le réservoir est vide et lorsqu'il est plein. Les conditions de la stabilité élastique sont de nombre de quatre et elles portent le nom des conditions de Maurice Lévy (1895). Pour la majorité des barrages poids en béton construits à travers le monde, notamment au Maroc, ces conditions ne sont pas vérifiées et l'expérience montre que le surcout engendré par l'augmentation du volume du barrage pour vérifier ces conditions n'est pas justifié par le faible gain en sécurité obtenu.

Ces conditions sont :

- Condition 1

Il faut que la plus forte contrainte de compression au parement aval σ_{av} , à réservoir plein soit inférieure à la contrainte admissible en compression.

- Condition 2

Il ne peut y avoir de traction au parement aval lorsque le réservoir est vide. σ_{av} doit être positive.

- Condition 3

La plus grande contrainte de compression sur le parement amont σ_{am} à vide doit être inférieure à la contrainte admissible de compression.

- Condition 4

La compression dans le parement amont σ_{am} calculée comme si l'ouvrage est imperméable doit être supérieure à la pression hydrostatique P_{am} appliquée au parement amont au même niveau.

Selon Maurice Lévy le rapport $\frac{\sigma_{am}}{P_{am}}$ doit être supérieur 1 mais en pratique pour assurer la stabilité interne au niveau du parement amont, il suffit que $\frac{\sigma_{am}}{P_{am}}$ soit supérieur à θ_b qui est une caractéristique du béton de l'ordre de 0.75.

IV.4.5.2 Force et bras de levier

Le calcul se fait par tranches verticales d'épaisseur unité, on suppose que le parement amont est incliné de i et le parement aval est incliné de j et on admet que le niveau maximum de la retenue coïncide avec le point de concours des deux parements.

Soit AB une section de profondeur y sous le niveau de l'eau.

Le poids de la partie du béton supérieure à la section AB est :

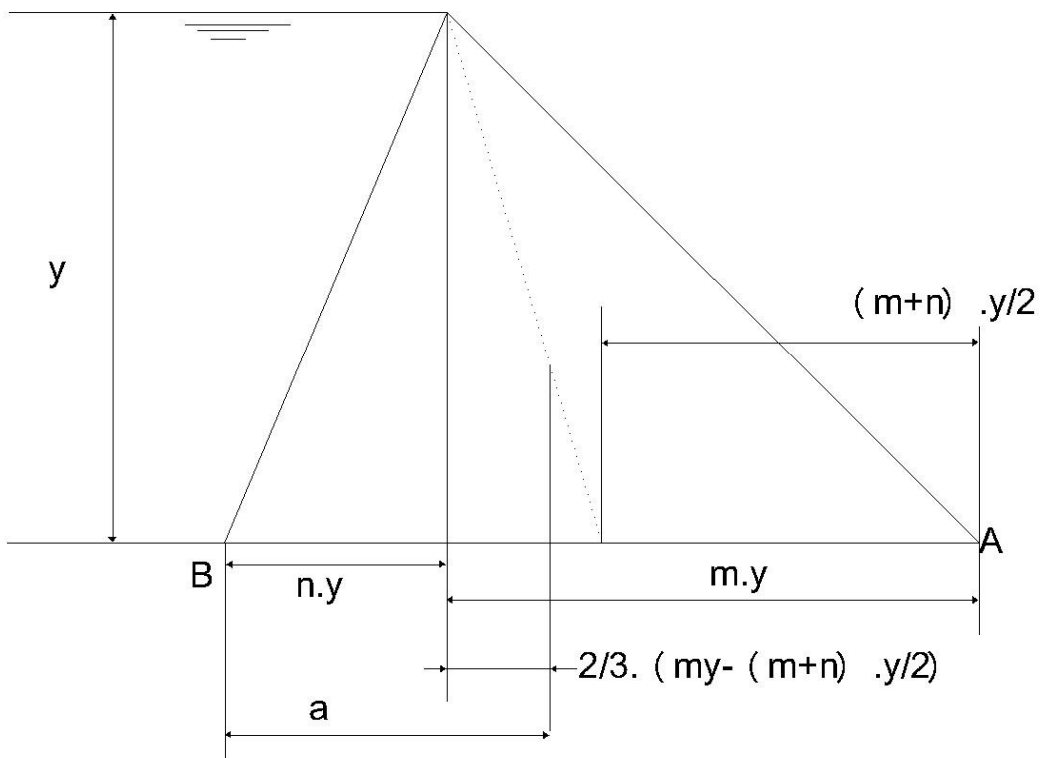
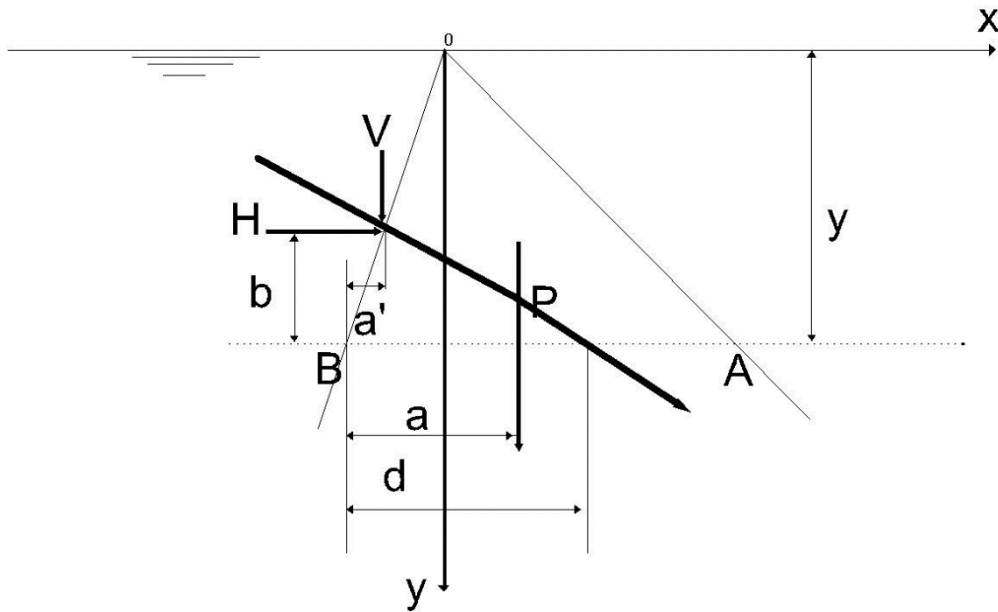
$$P = \frac{\omega_b \cdot y^2 \cdot (m+n)}{2}$$

Où $m = \text{tg } i$ est le fruit du parement amont et $n = \text{tg } j$ le fruit du parement aval.

Le poids agit à une distance du parement amont égale à $\frac{y \cdot (m+2n)}{3}$.

La composante verticale V de la poussée de l'eau vaut $V = \frac{\omega \cdot y^2 \cdot n}{2}$ et agit à une distance de B égale à $a' = \frac{y \cdot n}{3}$.

La composante horizontale H de la poussée de l'eau vaut $H = \frac{\omega \cdot y^2}{2}$ et agit à une hauteur b au dessus de AB égale à $b = \frac{y}{3}$.



IV.4.5.3 Point de passage de la résultante :

Le point de passage de la résultante est obtenu par l'équation d'équilibre des moments.

Soit d la distance du point B au point de passage de la résultante on a :

$$M_H - M_V - M_P = 0 \text{ Implique que :}$$

$$\frac{\omega \cdot y^2}{2} \cdot \frac{y}{3} - \frac{\omega \cdot y^2 \cdot n}{2} \cdot \left(d - \frac{y \cdot n}{3} \right) - \frac{\omega_b \cdot y^2 \cdot (m+n)}{2} \cdot \left(d - y \cdot \frac{m+2n}{3} \right) = 0$$

On trouve donc l'expression de d .

$$d = \frac{y}{3} \cdot \frac{1+n^2 + \frac{\omega_b}{\omega} \cdot (m+n) \cdot (m+2n)}{n + \frac{\omega_b}{\omega} \cdot (m+n)}$$

IV.4.5.4 Calcul des contraintes

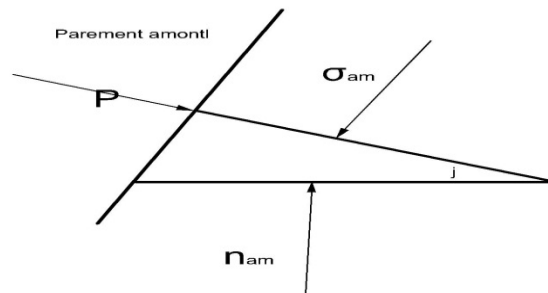
- Contraintes au parement amont.
 - Barrage plein

La contrainte de compression sur le parement amont est obtenue en divisant le moment M de la résultante pris par rapport au tiers aval de la section par le module de flexion :

$$\frac{I}{v} = \frac{y^2 \cdot (m+n)^2}{6}$$

$$M = \left[\frac{\omega_b \cdot y^2 \cdot (m+n)}{2} \cdot \frac{\omega \cdot y^2 \cdot n}{2} \right] \left[\frac{2}{3} y \cdot (m+n) - d \right]$$

$$n_{am} = \omega \cdot y \cdot \frac{\frac{\omega_b}{\omega} \cdot (m+n) \cdot m + 2m \cdot n + n^2 - 1}{(m+n)^2}$$



Or $n_{am} = \sigma_{am} \cdot \cos^2 j + P \cdot \sin^2 j$ donc

$$\sigma_{am} = \frac{n_{am}}{\cos^2 j} - P \cdot \tan^2 j = n_{am} \cdot (1 + \tan^2 j) - P \cdot \tan^2 j$$

et comme $\tan^2 j = n^2$ l'équation peut être écrite sous la forme

$$\sigma_{am} = n_{am} \cdot (1 + n^2) - P \cdot n^2$$

On remplaçant n_{am} par son expression on trouve :

$$\sigma_{am} = \omega \cdot y \cdot \frac{\frac{\omega b}{\omega} (1+n^2) \cdot (m+n) \cdot m - (1-m \cdot n)^2}{(m+n)^2}$$

Et comme $P = \omega \cdot y$

on a

$$\frac{\sigma_{am}}{P} = \frac{\frac{\omega b}{\omega} (1+n^2) \cdot (m+n) \cdot m - (1-m \cdot n)^2}{(m+n)^2}$$

- Barrage vide.

Pour trouver n_{am} et σ_{am} dans le cas où le barrage est vide il suffit de prendre $\omega = 0$ dans les équations 88 et 90.

On trouve

$$n_{am} = y \cdot \omega_b \cdot \frac{m}{(m+n)}$$

$$\text{et } \sigma_{am} = y \cdot \omega_b \cdot \frac{m}{(m+n)} (1 + n^2)$$

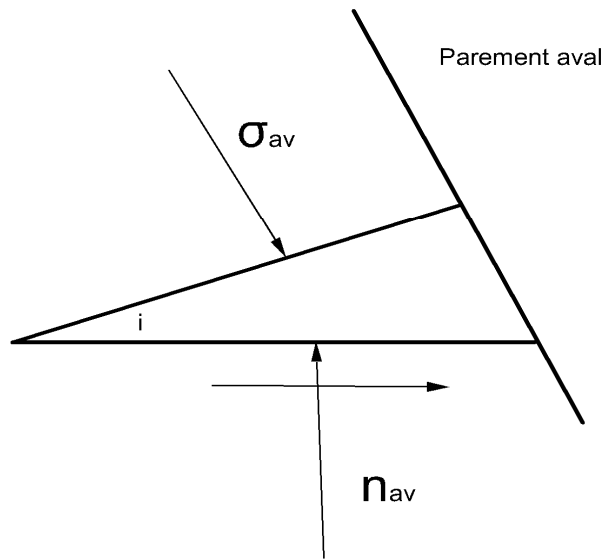
- Contraintes au parement aval.
 - Barrage plein

De la même manière on a :

$$M = \left[\frac{\omega_b \cdot y^2 \cdot (m+n)}{2} \cdot \frac{\omega \cdot y^2 \cdot n}{2} \right] \left[d - \frac{y}{3} \cdot (m+n) \right]$$

$$n_{av} = \frac{\left[\frac{\omega_b \cdot y^2 \cdot (m+n)}{2} \cdot \frac{\omega \cdot y^2 \cdot n}{2} \right] \left[d - \frac{y}{3} \cdot (m+n) \right]}{\frac{y^2 \cdot (m+n)^2}{6}}$$

$$n_{av} = \omega \cdot y \cdot \frac{\frac{\omega b}{\omega} (m+n) \cdot n + 1 - m \cdot n}{(m+n)^2}$$



$$\text{Or } \sigma_{av} = \frac{n_{av}}{\cos^2 i} = n_{av} \cdot (1 + \tan^2 i) = n_{av} \cdot (1 + m^2)$$

Donc :

$$\sigma_{av} = \omega \cdot y \cdot \frac{1+m^2}{(m+n)^2} \cdot \left[\frac{\omega_b}{\omega} \cdot (m+n) \cdot n + 1 - m \cdot n \right]$$

o Barrage vide.

$$n_{av} = y \cdot \omega_b \cdot \frac{n}{(m+n)} \quad \text{et} \quad \sigma_{av} = y \cdot \omega_b \cdot \frac{n}{(m+n)} (1 + m^2)$$

IV.5 Justification de stabilité des barrages en remblai

IV.5.1 Actions appliquées

Les actions se répartissent en trois catégories :

- Les actions permanentes : qui sont le poids propre du remblai et les charges d'exploitation. Elles sont prises en compte dans les calculs à partir de leur *valeur caractéristique* : celle-ci correspond à une estimation prudente de l'intensité de l'action et intègre donc la sécurité sur l'intensité des actions permanentes ;
- L'action variable de l'eau : elle est évaluée selon les différentes situations de la retenue ;

- l'action accidentelle (ou rare) sismique qui est définie en fonction du (des) séisme (s) de projet et peut s'accompagner d'une évaluation spécifique de l'action de l'eau.

IV.5.2 Mode de rupture d'un barrage en remblai

IV.5.2.1 Rupture par cisaillement

Terzaghi rappelle que les particules de sol sont soumises à deux types de forces : les forces Inter-granulaires exercées par les grains voisins et les forces dues à l'eau présente dans le sol. Ainsi, le principe de Terzaghi écrit que la résultante des forces appliquées sur toute section de petite taille, comprenant au minimum une dizaine de grains, est équilibrée par la somme du :

- vecteur de contrainte effective intégrant l'ensemble des forces inter-granulaires, transmises par les particules de sol ;
- vecteur de la pression interstitielle, moyenne des forces dues à l'eau.

Le principe de Terzaghi est la clef de la rupture mécanique. Lorsque le vecteur de contrainte effective dépasse l'inclinaison du cône de frottement sur la section de petite taille, l'équilibre est rompu, il y a mouvement de cisaillement, la petite section devient une surface de glissement. La généralisation de cet état engendre le glissement du remblai. Il s'agit de la perte de stabilité mécanique par cisaillement. Il n'y a pas lieu de différencier la rupture par cisaillement statique et sismique, tant que les cycles provoqués par les trains d'onde sismiques ne génèrent pas de forte montée de la pression interstitielle.

Dans le cas extrême, un effort de traction peut s'ajouter au cisaillement. Si l'équilibre est rompu, le mouvement de cisaillement est accompagné d'une fissuration perpendiculaire à la contrainte effective de traction. Cet état apparaît lorsqu'un remblai en terre compacté est construit sur une fondation molle, les déformations de la fondation imposant des tractions à la base du remblai. Cet état est appelé perte de stabilité mécanique par défaut de portance de la fondation (ou poinçonnement).

Un autre cas extrême est généré lorsque la poussée de l'eau devient la composante principale de la force extérieure et qu'elle annule le poids des terres sus-jacentes perpendiculaire à la section où elle est appliquée, en augmentant, la poussée de l'eau dépasse le poids des couches sus-jacentes ou annule la contrainte effective, fracture le terrain et développe une fissuration verticale et/ou horizontale. Le sol se soulève ou perd sa consistance sous l'effet de l'eau qui le fissure. Cet état de rupture est appelé rupture par soulèvement hydraulique ou par annulation des contraintes effectives (**boulangé** en statique et **liquéfaction** en dynamique).

IV.5.2.2 Rupture par érosion

Le principe de Terzaghi permet de traiter l'équilibre des forces macroscopiques au niveau d'une surface. En revanche, il ne permet pas de décrire l'équilibre d'un petit volume réduit jusqu'au grain seul. L'équilibre d'un grain nécessite la connaissance des forces physicochimiques d'une part et hydrodynamiques d'autre part. L'expérience montre que les grains les plus fins ou ceux qui sont à la périphérie du sol sont sensibles aux forces hydrauliques, hydrostatiques et hydrodynamiques. La pression moyenne de l'eau ne suffit plus à décrire l'équilibre. Les variations de pression suscitées par le frottement de l'eau sur le grain ou par les fluctuations turbulentes de l'écoulement peuvent être du même ordre de grandeur que le poids déjaugé ou que la cohésion effective. Si la vitesse de l'écoulement augmente, alors le grain perd son l'équilibre d'abord par petits sauts, ensuite par vagues successives, pour finir emporté par le courant. Le mode de rupture est l'érosion.

Le phénomène d'érosion commence par l'arrachement des particules solides et finit par l'entraînement des particules de l'amont vers l'aval soit par suffusion ou par renard qui donne lieu à des lignes de courant préférentielles à l'intérieur du matériau et avec des tailles progressives. De façon simpliste, on peut dire que le phénomène de renard s'établit à chaque fois que la force d'écoulement égale à $\gamma_w i$ (i est le gradient hydraulique) l'emporte sur le poids de la particule donné par :

$$\gamma' = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}$$

Où :

γ_s : poids volumique des grains solides en KN/m³

γ_w : poids volumique de l'eau en KN/m³

e : indice des vides (volumes des vides sur le volume total).

Il y donc entrainement des particules une fois le gradient hydraulique est supérieur i est supérieur au gradient critique $i_c = \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$.

Si l'écoulement est souterrain, on parle d'**érosion interne**. Si l'écoulement est à la surface de l'ouvrage, on parle d'**érosion externe**. Pour cette raison et dans l'état actuel de nos connaissances, il convient de distinguer les deux.

Il est possible d'avoir une idée précise de l'importance relative de chaque mode de rupture, en se référant aux statistiques de rupture des grands barrages (Foster, 2000). Le tableau suivant montre que l'érosion externe et l'érosion interne sont les dangers les plus forts, loin devant les problèmes de stabilité au glissement.

Mode de rupture des barrages	Erosion externe	Erosion interne	Instabilité au glissement (y compris liquéfaction et poinçonnement)
% de ruptures dans le monde	48 %	46 %	6 %

IV.5.3 Résistance au cisaillement :

Les sols constituant la digue à l'état non compacté sont composés de grains juxtaposés et de vides, ces derniers étant remplis par de l'eau et de l'air. Si on comprime cette terre elle se tasse quasi instantanément jusqu'à ce que les vides soient entièrement remplis d'eau, l'air étant expulsé ou dissous dans l'eau. A partir de ce moment le tassement ne se poursuivra que si en même temps de l'eau est chassée. C'est le phénomène de la consolidation.

La résistance du sol au cisaillement τ est calculée avec la formule empirique de Coulomb :

$$\tau = C + (\sigma - u) \cdot \operatorname{tg} \varphi$$

Avec :

C : cohésion du sol

σ : pression normale à la surface de cisaillement

u : pression interstitielle

φ : angle de frottement interne.

Si la terre est perméable, l'eau ne pourra se mettre en pression puisqu'elle sera rapidement expulsée. La pression interstitielle sera toujours nulle ou faible.

Si la terre est imperméable (cas limite), l'eau interstitielle restera emprisonnée entre les grains. L'eau étant incompressible vis-à-vis du squelette de la terre, tout l'excédent de la pression totale σ exercée par rapport à la pression σ_0 à partir de laquelle tous les vides se remplissent par l'eau sera supporté uniquement par l'eau interstitielle.

Donc comme on a :

$$u = \sigma - \sigma_0$$

On obtient :

$$\tau = C + \sigma_0 \cdot \operatorname{tg} \varphi$$

La résistance au cisaillement est inchangée alors que la pression est passée de σ_0 à σ .

En pratique, une terre est rarement imperméable. Un certain drainage se produit naturellement à condition que la vitesse d'application de la charge ne soit pas très rapide. On a cependant mesuré des pressions hydrostatiques internes atteignant les trois quarts de la hauteur de remblai ($u = 0.75 \sigma$). Le coefficient de frottement n'est plus que le quart du coefficient de frottement réel. Différentes méthodes ont été proposées pour évaluer les pressions interstitielles. Il est indispensable de les vérifier au fur et à mesure de la construction par des mesures in situ.

Au stade d'avant projet, on admet souvent que la valeur maximale des pressions interstitielles au cours de la construction est égale au $2/3$ de la charge de remblai pour le talus amont, et au $1/3$ pour le talus aval.

La connaissance de ces caractéristiques est essentielle pour déterminer les pentes des talus du barrage en remblai.

IV.5.4 Etude de stabilité des barrages en remblai pendant les phases critiques :

Pour calculer la stabilité des talus du barrage, on est obligé de se donner la surface de rupture au contact de laquelle il y aura glissement. En appliquant l'une des méthodes de calcul suivant la nature des hypothèses, on détermine un coefficient qui sera par définition le coefficient de sécurité au glissement.

Pour un barrage en remblai, on n'a pas qu'un seul coefficient de sécurité au glissement mais plusieurs selon chaque phase de sa vie.

Pendant la construction, la force de cisaillement dans la surface de rupture potentielle croit, la pression interstitielle commence à se dissiper pour croître par la suite lors de la mise en eau. La phase de remplissage du réservoir entraîne la diminution de la contrainte de cisaillement dans le talus amont du fait de l'effet favorable de la pression de l'eau contre le talus, alors que la contrainte de cisaillement dans le talus aval reste inchangée ou croit très légèrement. Le

talus amont peut être sujet à des cisaillements additionnels à plusieurs reprises durant les opérations de vidange rapide.

Les phases critiques du talus amont sont la fin de la construction et la vidange rapide, alors que pour le talus aval les phases critiques sont la fin de la construction et le régime permanent.

IV.5.4.1 Comportement de l'ouvrage pendant la construction :

Durant la construction, les risques liés à la stabilité d'une digue en terre sont :

- Lorsque la capacité portante du sol de fondation est insuffisante, c'est-à-dire lorsqu'il comporte une (ou plusieurs) couche argileuse peu ou moyennement consistante. Le temps de consolidation d'une telle couche sous le poids du corps du barrage est généralement très supérieur à la durée de la construction. On se trouve sensiblement dans les conditions d'un chargement non drainé et la résistance au cisaillement mobilisée dans l'argile est sa cohésion on drainé ne peut équilibrer les efforts de cisaillement transmis par la digue.
- Lorsque les pressions interstitielles excessives se développent dans le corps de la digue, c'est-à-dire lorsque celui-ci est constitué de sols fins argileux de teneur en eau élevée ayant une perméabilité telle qu'ils ne se drainent que très lentement.

Le choix des paramètres pour le calcul du coefficient de sécurité dépend du type d'analyse c'est-à-dire l'analyse en contraintes totales ou en contraintes effectives. Pour l'analyse en contraintes totales, les paramètres sont C_u et φ_u déterminés à partir d'essais non consolidés non drainés et comme on ne connaît pas exactement la plage des contraintes, leurs valeurs restent douteuses. L'analyse en contraintes effectives demande les coefficients C' et φ' qui peuvent être déterminés avec précision et u qu'on doit estimer, donc en fin de construction l'analyse peut être fait aussi bien en contraintes totales ou effectives.

Les pressions interstitielles sont déterminées à l'aide du coefficient suivant :

$$r_u = \frac{u}{\gamma \cdot h}$$

IV.5.4.2 Comportement de l'ouvrage en service :

Lorsque le régime permanent s'établit, les pressions interstitielles dans le corps de la digue et sa fondation sont totalement indépendantes des contraintes existant dans le sol. L'étude de la

stabilité ne peut être faite qu'à partir des contraintes effectives. Il est alors nécessaire de connaître les paramètres de cisaillement inter-granulaires C' et φ' et la distribution de la pression interstitielle dans l'ouvrage.

Les paramètres C' et φ' sont déterminés à partir d'essai triaxial consolidé non drainé avec mesure de la pression interstitielle ou d'essais consolidés drainés effectués sur des éprouvettes compactées dans les mêmes conditions que le corps de la digue et sur des éprouvettes découpées dans des échantillons intacts prélevés dans le sol de fondation.

IV.5.4.3 Comportement de l'ouvrage pendant une vidange rapide de la retenue :

Lorsque la retenue est pleine, les forces d'écoulement à travers tendent à stabiliser le talus amont. La vidange rapide inverse le sens de l'écoulement dans la partie amont de la digue de l'aval vers l'amont, elle crée ainsi des forces hydrauliques dirigées vers l'intérieur de la retenue. Ces forces sont suffisamment intenses pour entraîner une réduction importante du coefficient de sécurité du talus amont. On étudie généralement la stabilité du talus amont pendant la vidange rapide à partir des contraintes effectives avec utilisation de C' et φ' . Ou en contraintes totales avec utilisation des paramètres C_u et φ_u obtenus à partir d'essais consolidés non drainés (C_u).

IV.5.5 Etude théorique de stabilité des talus

IV.5.5.1 Méthodes utilisées :

L'étude de stabilité de talus consiste en général à examiner les possibilités de glissement d'une masse importante du sol. Cette stabilité est liée aux efforts appliqués à cette masse, aux caractéristiques géotechniques du sol ainsi qu'à la pente du talus.

La plus part des méthodes d'analyses de stabilité sont basées sur le concept de l'équilibre plastique limite, mais il existe d'autres méthodes basées sur l'analyse contrainte-déformation. Ces dernières peuvent être traitées par la méthode des éléments finis, cependant il est nécessaire d'introduire les lois de comportement du sol avec une grande précision sinon les résultats erronés.

Par ailleurs, les méthodes basées sur l'équilibre limite bien qu'elles ne fournissent pas de renseignements sur les déformations du sol conduisant à des résultats comparables en ce qui concerne le coefficient de sécurité. On peut les diviser en trois catégories :

- Méthodes basées sur l'équilibre de la masse entière :

Exemples : les méthodes de glissement plan, les méthodes du cercle de frottement et Taylor.

- Méthodes des coins,
- Méthodes des tranches. Cette catégorie englobe les méthodes de Fellenius, Bishop, Janbu, Spencer ...

Dans le cadre de ce cours on se limite aux méthodes d'analyse à surface de rupture circulaire, qui s'adaptent parfaitement au remblai en présence d'argile, et plus précisément à la méthode de Bishop largement utilisée.

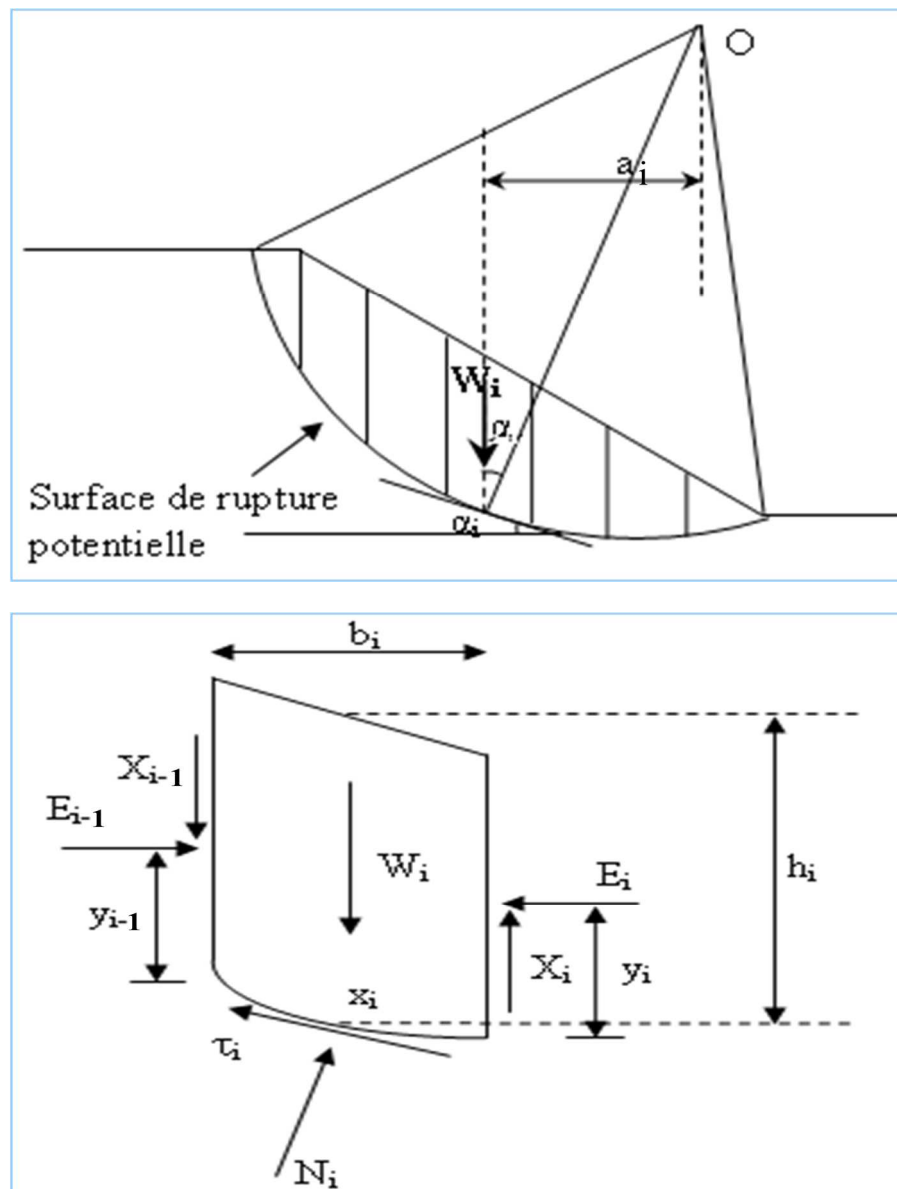


Figure 75: méthode de l'analyse de rupture en cercle

Méthode de Bishop

La pression interstitielle intervient d'abord sous forme de pression interstitielle réduite définie par :

$$r_u = \frac{u}{\gamma \cdot h}$$

h étant la profondeur au-dessous de la surface du sol de point considéré.

Les solutions générales reposent sur l'hypothèse que r_u est constant. On suppose également que le talus repose sur une couche de fondations de même qualité.

Le coefficient de sécurité au glissement F par lequel les paramètres déterminant la résistance au cisaillement peuvent être divisés avant que le talus n'atteigne un état d'équilibre limite.

La résistance au cisaillement est donnée sous ces conditions par :

$$\tau = \frac{C}{F} + (\sigma - u) \cdot \frac{tg\varphi}{F}$$

La contrainte normale est :

$$\sigma = \frac{N}{l}$$

Avec :

N : la composante verticale du poids de la tranche i

l : la largeur de la tranche i.

D'où :

$$\tau = \frac{C}{S} + \left(\frac{N}{l} - u \right) \cdot \frac{tg\varphi}{S}$$

La condition d'équilibre des moments par rapport au centre de rotation du poids de la tranche considérée et de la force totale de cisaillement qui agit sur la base de cet élément donne :

$$\sigma' \times l = \frac{W - u \times l \times \cos \alpha - \left(\frac{c' \times l}{F_s} \right) \times \sin \alpha}{\cos \alpha + \frac{\tan \varphi' \sin \alpha}{F_s}}$$

IV.5.5.2 Facteur de sécurité au glissement :

Le facteur se définit aux moments ou aux forces selon la méthode utilisée :

$$F = \frac{\text{Moments résistants}}{\text{Moments moteurs}}$$

Le facteur de sécurité au glissement d'un talus F pour une largeur unitaire (1 m) est défini par :

$$F = \frac{\sum(C \cdot b + (N - u b) \cdot \tan \varphi)}{\sum P \sin \alpha}$$

Avec :

C : cohésion

b : largeur de la tranche

N : composante normale du poids de la tranche

u : pression interstitielle

φ : angle de frottement interne

P : poids de la tranche

α : inclinaison du talus par rapport à la verticale.

Selon le Comité français des Grands Barrages, on impose en général que $F > 1.2$ à 1.5 pour les conditions normales (RN) et les conditions exceptionnelles de crues (PHE) et que $F > 1.1$ pour les conditions accidentelles et extrêmes (séismes ...).

Pour le cas de la méthode de Bishop explicitée ci-dessus, le facteur de sécurité au glissement est défini comme suit :

$$F_s = \frac{\sum_1^n \left[b_i \times \frac{c'_i + (\gamma_i \times h_i - u_i) \times \tan \varphi'_i}{m(\alpha_i)} \right]}{\sum_1^n \gamma_i \times h_i \times b_i \times \sin \alpha_i}$$

Avec :

$$m(\alpha_i) = \cos \alpha_i \times \left(1 + \frac{\tan \alpha_i \times \tan \phi_i'}{F_s} \right)$$

On a donc une formule implicite ce qui nécessite de faire des itérations (comme pour le cas du coefficient de débit dans le chapitre des calculs hydrauliques). En général, avec 3 à 4 itérations on converge. Pour retrouver le cercle critique, on fait la méthode des iso-contours liant les centres de cercles de mêmes facteurs de sécurité pour cerner le centre du cercle critique. (Voir figure ci-dessus).

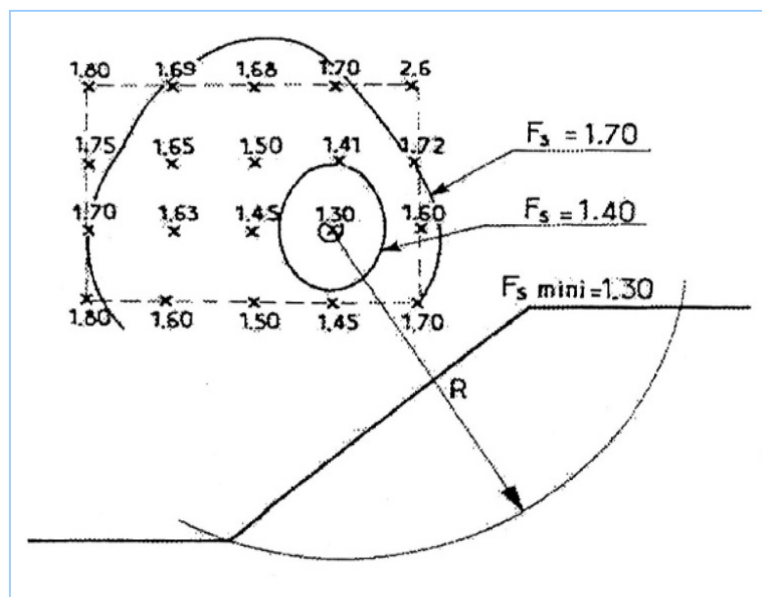


Figure 76: détermination du cercle critique

Références

- Comité international des grands barrages (2000), bulletin 117 : Gravity Dam, a dam for the future, 130 pages.
- Comité international des grands barrages (2010), bulletin 117 : Concrete face for a rockfill dams, concepts for design and construction, 480 pages.
- Design of Small Dams (1987), third edition, United States Bureau of reclamation, USA, 827 pages.
- Comité international des grands barrages (2003), le bulletin 126 : Barrage en béton compacté au rouleau, Technique actuelle et exemples, 312 pages.
- Comité international des grands barrages (1987), Bulletin 58 : Evacuateurs de crue de barrages, 172 pages.
- Comité international des grands barrages (1992), Bulletin 81 : Evacuateurs. Ondes de choc et entrainement d'air, 117 pages.
- A, O. (2006). Hydraulic and Costs data for various Labyrinth Weirs, 22. Barcelona. 22th Congress on Large Dams, ICOLD, Q84.
- OUAMANE A., L. F. (2006). Design of a new economic shape of weir. Barcelona: International Symposium on Dams in the Societies of the XXI Century.
- OUAMANE, L. F. (2003). Une nouvelle solution financièrement avantageuse pour la plupart des déversoirs. Algérie: UNIVERSITE DE BISKRA.
- Groupe de travail "justification des barrages et des digues en remblai (juin 2010), recommandations pour la justification des barrages et des digues en remblai, France, 114 pages.
- Groupe de travail "justification des barrages poids (juin 2010), recommandations pour la justification des barrages poids, France, 83 pages.
- Lombardi. G (février 2007), Aspects spécifiques à l'injection du massif rocheux, DGH, EHTP, LPEE, CIMAR et GMGB, Rabat-Maroc, 33 pages
- AIT BIHI.A, LYASS.A (2011), Projet de fin d'études sur la protection de la ville d'Ifrane contre les inondations et conception barrage Bousraf, Ecole Hassania des Travaux Publics.
- RHOUZLANE, S. NASSOUH,H (2011), Méthodologie détaillée pour l'élaboration d'une loi pour la sécurité des barrages, Ecole Hassania des Travaux Publics-Direction Générale de l'Hydraulique, Casablanca, 40 pages.

- RHOUZLANE, S. EL GHACHTOUL, CHAOUNI AMAHDOUK, EL GHOMARI (2013), Rapports du projet de loi pour la sécurité des barrages, Ecole Hassania des Travaux Publics-Direction Générale de l'Hydraulique, Casablanca, 60 pages.
- TALEB, M. (2010). *Cours des barrages*, Ecole Hassania des Travaux Publics, Casablanca, 140 pages.
- ZOUBIR, B. (2010) *Cours d'hydrologie*, Ecole Hassania des Travaux Publics, Casablanca, 100 pages.
- KENFAOUI, M. (2010) *cours hydraulique en charge et à surface libre*, Ecole Hassania des Travaux Publics, Casablanca, 140 pages..
- Gravity Dam Design, (1995), US Army Corps of engineers, Washington, 58 pages.
- CHANSON, H. (1994). "Air-Water Interface Area in Self-Aerated Flow." *Water Res.*, IAWPRC, Vol. 28, No. 4, pp. 923-929 (ISSN 0043-1354).
- Leclerc, M. Léger, P. Tinawi. R (Avril 2001), CADAM User's Manual, Ecole Polytechnique de Montréal, CANADA, 124 pages.