

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

BADJI MOKHTAR-ANNABA UNIVERSITY
UNIVERSITE BADJI MOKHTAR-ANNABA



جامعة باجي مختار – عنابة

Faculté de Technologie

Département Hydraulique

Polycopié pédagogique

OUVRAGES HYDRAULIQUES



Cours destiné aux étudiants de

Master 1 : Hydraulique Urbaine & Ressources Hydrauliques

Elaboré par Dr : Bouslah Soraya

Année : 2022

Préface

Selon *Leonard Devinci* : « l'eau est la force motrice de la nature ». Elle est disponible en quantités strictement fixes, dictées par les lois de conservation et le cycle de l'eau. L'hydraulique occupe une place prépondérante dans notre vie quotidienne et dans l'environnement naturel. Ses applications couvrent plusieurs domaines d'ingénierie tel que : le domaine des sciences de l'eau (hydraulique urbaine, hydraulique à surface libre, hydraulique souterraine, hydraulique agricole, hydrotechnique,...), le domaine des sciences industrielles des fluides sous pression (hydro énergétique, moteur et pompe hydraulique, l'énergie hydraulique, machine hydraulique...), il y a même certains principes de l'hydraulique sont utilisés en biologie dans le corps humain (système cardiovasculaire).

L'utilisation de l'eau durable et optimale a été l'effort des planificateurs partout dans le monde et ceci pour répondre aux demandes croissantes multiples de l'eau et avoir une bonne utilisation de cette ressource. Ces derniers temps, plusieurs stratégies et études effectives par des chercheurs hydrauliciens visent à atteindre une bonne utilisation et disponibilité de l'eau et chercher d'énergies renouvelables en pleine croissance. La construction d'un barrage et la création d'une retenue sont les majeurs moyens pour atteindre ces objectifs. Un barrage peut aussi avoir d'autres usages tels que l'irrigation ou l'écrêtage de crues.

Le présent polycopié de cours que je présente dans le cadre de mon habilitation universitaire, ce cours est une synthèse tirée de plusieurs ouvrages dans le domaine de l'hydraulique, génie civil, construction et conception des barrages. Il regroupe l'essentiel des connaissances sur les différents types des barrages et ces ouvrages annexes et s'adresse aux étudiants de master I hydraulique urbaine et ressources hydrauliques. Ce polycopié est arrangé en six chapitres. Le premier chapitre aborde : Les barrages dans leur environnement qu'est-ce que un barrage ces fonctions, les conditions naturels des sites et les risques liés. Le deuxième chapitre est consacré aux barrages rigides, l'objectif final de ce chapitre est de connaître les caractéristiques générales, matériaux utilisés en construction et à la fin étude de la stabilité et dimensionnement de ce type d'ouvrages.

Le chapitre troisième traite les différents types de barrages en remblai, leur conception générale et leur dimensionnement. Le calcul de l'infiltration, de la stabilité de ces ouvrages et des techniques utilisées pour protéger les barrages contre les effets de l'eau. Le quatrième chapitre est consacré aux ouvrages annexes. Pendant l'élaboration d'un projet de la retenue formée par un barrage fixe, on doit prévoir l'implantation des ouvrages annexes convenant à cet ouvrage

en tenant compte du type de barrage, sa fondation, les rives de la vallée, la topographie du site et autres. Chaque catégorie de ces ouvrages comporte différentes variantes, représentant des avantages et des inconvénients, le but est donc de choisir le type d'ouvrage le plus adéquat (fonctionnement - économie) à notre retenue. Le cinquième chapitre a été consacré aux législations et surveillance et auscultation des barrages lors de son exploitation. Le dernier chapitre réservé au prélèvement des eaux de surface. La prise d'eau est un ouvrage qui permet de puiser l'eau d'une rivière, d'un lac ou d'un réservoir. A l'inverse des prises dans les réservoirs, les prises d'un cours d'eau sont soumises aux problèmes du transport solide et des corps flottants. Dans cette partie on s'intéressera aux prises d'eau dans les rivières.

LISTE DES ABREVIATIONS

Symbole	Signification
B	Largeur à la base du barrage
BCR	Béton compacté au rouleau
BCV	Béton conventionnel vibré
C_B	Chaleur spécifique du béton [KJ / °C · Kg]
D	Dosage du ciment [Kg/m ³]
D₁₅	Diamètre 15%
D₈₅	Diamètre 85%
E	L'efficacité du drain
F_s	Poussée des sédiments
h	Hauteur hors sol (m)
H	Hauteur du barrage
H₁	Hauteur d'eau amont
H₂	Hauteur d'eau aval
H₄	La hauteur d'élévation de la galerie au-dessus de la base du barrage
H_f	Hauteur du barrage à partir de la fondation
h_L	Surélévation de crue (m)
hm	Hauteur maximale du barrage (m)
Hm³	Hecto mètre cube
Hn	Hauteur de chute nette (m)
h_R	Revanche (m)
h_{RN}	Hauteur de la retenue normale (m)
H_s	Hauteur de sédiment
K	Coefficient de poussée des terres
kg/m³	Kilogramme par mètre cube
kN/m³	Kilo newton par mètre cube
KWh	Kilo watt heure
L_c	Largeur en crête
L_R	La position de la résultante des forces
m	Coefficient de réduction
m³	Mètre cube
Mpa	Méga pascal
NCR	Niveau ou cote de la crête (m)
N_F	Niveau ou cote de la crête (m)
N_{MIN}	Niveau ou cote minimale d'exploitation (m)
N_s	Niveau ou cote des dépôts solides (m)
P	Volume des pores
P_{H1}	Poussée horizontale amont
P_{H2}	Poussée horizontale aval
PHE	Niveau ou cote des plus hautes eaux (m)
P_{V1}	Poussée verticale amont
P_{V2}	Poussée verticale aval

Q_{crue max}	Débit de crue maximal
Q_{min}	Débit minimal
Q_{moyen}	Débit moyen
RN	Niveau ou cote normale de la retenue (m)
S	Surface ou superficie de la retenue (m ²)
T	Largeur de la fissuration
T₀	Température du béton frais
V	Volume ou capacité totale de la retenue (m ³)
V_L	Volume de laminage
V_S	Tranche morte (m ³)
V_U	Volume utile de la retenue (m ³)
w	Chaleur d'hydratation du ciment [KJ / Kg]
X_d	La position des drains
α = a'. g	L'accélération verticale du séisme
α	Inclinaison du parement aval par rapport à la verticale
α₁	Inclinaison du parement amont par rapport à la verticale
λ	Fruit aval
λ₁	Fruit amont
γ = a. g	L'accélération horizontale du séisme
γ_i	Poids volumique des sédiments immergés en kN/m ³
γ_s	Poids volumique des sédiments en kN/m ³
ϖ	Poids volumique de l'eau
Φ	Angle de frottement interne des sédiments
ρ_B	Densité du béton [Kg/m ³]
ΔT	Élévation de température adiabatique

Liste des figures

Figure 1 : Coupe schématique de la structure du barrage Saad El Karafa sur le wadi Garawi (Delliou, 2003).....	5
Figure 2 : Caractéristiques de la capacité d'une retenue (PNUD/OPE, 1987).....	7
Figure 3 : Construction du barrage par plots (Schleiss and Pougatsch, 2011).....	23
Figure 4 : Profil type d'un barrage poids (Schleiss and Pougatsch, 2011).....	23
Figure 5 : Coupe transversale et horizontale du barrage évidé de la Dixence Suisse (Carrère, 1996, Schleiss and Pougatsch, 2011)	24
Figure 6 : Barrage poids (Schleiss and Pougatsch, 2011)	25
Figure 7 : Barrage à contreforts (Schleiss and Pougatsch, 2011).....	26
Figure 8 : Barrage voute (Schleiss and Pougatsch, 2011).....	27
Figure 9 : Barrage de Ternay (France) & Figure 10 : Barrage poids de Génissiat (France) avant renforcement (Carrère, 1996) Carrère, 1996).....	29
Figure 11 : Barrage poids BCR (Carrère, 1996).....	29
Figure 12 : Eléments composants un barrage poids (Schleiss and Pougatsch, 2011)	37
Figure 13 : Barrage-poids poussée de l'eau	39
<i>Figure 14: Poussée des sédiments</i>	40
Figure 15 : Hypothèses admises pour la répartition de la sous-pression (Schleiss and Pougatsch, 2011)	42
Figure 16 : Sans drains (Schleiss and Pougatsch, 2011)	43
Figure 17 : Sans fissuration le cas où la hauteur du drain supérieur à la hauteur d'eau aval ($H_4 > H_2$) (Schleiss and Pougatsch, 2011).....	44
Figure 18 : La répartition des sous-pressions sans fissuration quand [$Xd \leq 0,05H_1 ; H_4 > H_2$] (Schleiss and Pougatsch, 2011)	45
Figure 19 : La répartition des sous-pressions en présence d'une fissure (Schleiss and Pougatsch, 2011).	46
Figure 20 : La répartition des sous-pressions en présence d'une fissure Si $H_4 < H_2$	47

Figure 21 : La répartition des sous-pressions pour une fissure qui dépasse la position de la galerie (Schleiss and Pougatsch, 2011)	48
Figure 22 : Force hydrodynamique (Seghir, 1999)	52
Figure 23 : La poussée des vagues (Mériaux and Peyras, 2009).....	53
Figure 24 : Schéma simplifié de calcul de stabilité des barrages poids	55
Figure 25 : Schéma simplifié pour le calcul de la stabilité au renversement	56
Figure 26 : Répartition uniforme des sous pressions.....	57
Figure 27 : Répartition linéaire des sous pressions	57
Figure 28 : Corps indéformable : loi de coulomb.....	59
Figure 29 : Répartition des contraintes et pression de soulèvement sur une section de barrage intacte et fissurée (Degoutte, 1997)	63
Figure 30 : Tiers central	66
Figure 31 : Cas général d'un barrage poids à parois amont et aval inclinés	67
Figure 32 : Coupe schématique d'un barrage en remblai (Millogo Founémé, 2009).....	69
Figure 33 : Barrage en terre de Hamman Debagh (Algérie) (Carrère, 1996).....	70
Figure 34 : Barrage en terre homogène (Delliou, 2003)	71
Figure 35 : Barrage zoné (Delliou, 2003).....	73
Figure 36 : Barrage à masque amont (Rolley et al., 1977).....	75
Figure 37 : Masque en béton armé (barrage New Spicer Meadow, USA) (Lehbab, 2019)	76
Figure 38 : Pose de géomembranes (Barrage de Sar Cheshmeh, Iran) (Lehbab, 2019).....	76
Figure 39 : Barrages en remblai avec membranes centrales (Lehbab, 2019).....	77
Figure 40 : Influence de la fondation sur la conception du barrage (Kert, 2008).....	79
Figure 41 : Granulométrie des matériaux de construction d'un barrage en remblai (Carrère, 1996)...	82
Figure 42 : Caractéristiques de compactage d'un matériau de remblai (Carrère, 1996)	83
Figure 43 : Épure de stabilité d'un remblai (Carrère, 1996)	86
Figure 44 : Pressions interstitielles dans un remblai (Carrère, 1996).....	87
Figure 45 : Définition des cotes RN et PHE (Merckle and Royet, 2010)	88

Figure 46 : Variation de la hauteur des vagues en fonction du Fetch et du vent.....	89
Figure 47 : Découpage en tranche et les forces agissantes sur une tranche (Philipponat, 1979)	94
Figure 48 : Sollicitation pseudo-statique (Abramson et al., 2002, Kramer, 1996).....	96
Figure 49 : Surfaces de ruptures les plus critiques en fonction du type de barrage en terre (Varlet, 1966)	98
Figure 50 : Glissement du parement amont sous l'effet de vidange rapide (Bonelli, 2001)	99
Figure 51 : Barrage en enrochements du Mont-Cenis (France) (Carrère, 1996).....	105
Figure 52 : Barrage à noyau bitumineux de Storglomvatn (Norvège) (Carrère, 1996).....	106
Figure 53 : Barrage à masque en béton de Khao Laem (Thaïlande) (Carrère, 1996)	107
Figure 54 : Barrage à masque bitumineux du Verney (France)	107
Figure 55 : Évacuateur à puits et tunnel (Hammam Debagh, Algérie) (Carrère, 1996).....	110
Figure 56 : Déversoir en charge de type siphon (Maalel and Hafsia, 2012)	112
Figure 57 : Vanne Clapet	113
Figure 58 : Vanne segment (Delliou, 2003)	114
Figure 59 : Coupes types d'une vanne wagon (Delliou, 2003)	114
Figure 60 : (a) déversoir en mince paroi standard ; (b) déversoir standard correspondant (Rolley et al., 1977).....	115
Figure 61 : Coefficient C_d fonction de H/H_D (Rolley et al., 1977).....	116
Figure 62 : Domaines de cavitation provoquée par un déversoir standard.	116
Figure 63 : Géométrie de la crête du déversoir standard à parement amont vertical pour $H_D = 1$ m (Rolley et al., 1977).....	117
Figure 64 : Vue de déversoir en labyrinthe du barrage Beni Bahdel –Algérie (Ben Saïd, 2018) Classifications générales des déversoirs en labyrinthe : triangulaire (a) trapézoïdal (b) et rectangulaire (c) (Crookston, 2010).....	118
Figure 65 : Schéma d'un élément du déversoir en touches de Piano (PK-Weir) (Ben Saïd, 2018)	119
Figure 66 : Éléments d'une vidange de fond (Carrère, 1996)	122
Figure 67 : Vidange combinée avec le barrage	123

Liste des tableaux

Tableau 1 : Les barrages Algériens à la fin de la période coloniale (Bouزيد, 2010)	3
Tableau 2 : Définition des termes utilisés (Figure 2) (Maalel and Hafsia, 2012).	5
Tableau 3 : Classification des barrages selon la nature de matériaux de la digue, des terrains d'assise et la hauteur de l'ouvrage (Schleiss and Pougatsch, 2011).	13
Tableau 4 : Dosage type du béton des ouvrages hydrauliques (Baron et al., 1992, Bellier, 1982).....	30
Tableau 5 : Intensités des forces agissant sur le barrage et les moments de renversement (Polytechnique, 1957).....	55
Tableau 6 : Valeurs indicatives de l'angle de frottement (Berthaud et al., 2018, Icold, 2020, Schleiss and Pougatsch, 2011)	57
Tableau 7 : valeurs du coefficient de sécurité au glissement (Durand et al., 1999, Schleiss and Pougatsch, 2011).....	57
Tableau 8 : Les contraintes amont et aval	62
Tableau 9 : Classes de barrages en terre en fonction du type de la fondation (Volkov, 1986).....	76
Tableau 10 : Valeurs indicatives des pentes des talus (Degoutte, 1997).	88
Tableau 11 : Type de vidange de fond en fonction de $H^2.V$	121

Table des matières

Préface

Liste des abréviations

Liste des figures

Liste des tableaux

Table des matières

CHAPITRE I : LES BARRAGES DANS LEUR ENVIRONNEMENT	7
1.1. Fonctions d'un barrage.....	9
1.1.1. Etanchéité	11
1.1.2. Stabilité.....	12
1.1.2. Classification des barrages	15
1.1.2.1. Classification des retenues d'après les utilisations diverses de l'eau	16
1.1.2.2. Classification des retenues d'après la structure	16
1.1.2.3. Classification des barrages selon le type de matériaux et le mode de résistance à la poussée de l'eau	16
1.1.2.4. Autres classifications des barrages	17
1.2. Conditions naturelles d'un site.....	18
1.2.1. Conditions relatives à la topographie	18
1.2.2. Conditions géologiques	19
1.2.3. Conditions hydrologiques.....	20
1.2.4. Conditions relatives à la géographie humaine	20
1.2.5. Données sismologiques	20
1.2.6. Conditions générales d'environnement	20
1.3. Harmonisation avec le contexte social et naturel.....	21
1.4. Ruptures et risques liés aux barrages	22

1.4.1. Les causes possibles :	22
1.4.2. Comment se produirait l'accident à l'origine du risque majeur ?	22
1.4.3. Les conséquences sur les personnes, les biens et l'environnement	23
1.4.4. Les mesures prises pour faire face au risque	23
1.4.4.1. Des actions de prévention et de protection	23
CHAPITRE 2 : LES BARRAGES RIGIDES	24
2.1. Caractéristiques générales	24
2.1.1. Types de barrages en béton	27
2.1.2. Profils caractéristiques	30
2.2. Matériaux utilisés en construction	33
2.2.1. Maçonnerie	33
2.2.2. Béton conventionnel vibré (BCV)	33
2.2.3. Béton compacté au rouleau (BCR)	34
2.3. Stabilité et dimensionnement	36
2.3.1. Forces agissant sur un barrage poids - Sollicitations	36
b1- Sollicitations facilement calculables :	36
b2- Sollicitations estimées sur la base d'hypothèses :	36
2.3.2. Combinaison des charges	36
2.3.3. Eléments composant un barrage poids	38
2.3.4. Calcul de stabilité	40
2.3.4.1. Les charges permanentes	40
2.3.4.2. Les charges variables	40
2.3.4.3. Charges exceptionnelles	52
2.3.5. Sollicitations	56
2.3.6. Etude de stabilité	57

2.3.6.1. Coefficient de sécurité au renversement.....	57
2.3.6.2. Stabilité au renversement.....	57
2.3.6.3. Stabilité au glissement	61
2.3.6.4. Stabilité au soulèvement	63
2.3.6.5. Calcul des contraintes transmises aux fondations.....	63
2.3.7. Sécurité à la rupture	64
2.3.8. Calcul de la stabilité élastique « Condition de Maurice Lévy »	65
2.3.9. Généralisation	68
CHAPITRE 3 : LES BARRAGES EN TERRE.....	70
3.1. caractéristiques générales	70
3.1.1. Terminologie	70
3.1.2. Classification des barrages en terre	72
3.1.2.1. Barrage en terre homogène	73
3.1.2.2. Barrage en terre hétérogène ou zoné.....	74
3.1.2.3. Barrage à masque amont	77
3.1.2.4. Barrage à membrane centrale.....	79
3.1.3. Facteurs influençant la conception et la réalisation des barrages en remblais	80
3.2. propriétés des matériaux de construction	82
3.2.1. Matériaux pour les noyaux	83
3.2.2. Matériaux pour les recharges.....	85
3.2.3. Matériaux classés pour les filtres et les drains.....	86
3.2.4. Matériaux spéciaux de protection de surface	86
3.3. stabilité et Dimensionnement	86
3.3.1. Dimensionnement géométrique de barrages en terre	89
3.3.1.1. Hauteur du barrage.....	89

3.3.2. Stabilité des talus des digues en terre	94
3.3.2.1. Introduction.....	94
3.3.2.2. Définitions générales.....	94
3.3.2.3. Calcul de la stabilité des talus	94
3.4. Drainage interne du remblai	102
3.5. Lutte contre l'érosion interne : les filtres	103
3.6. Traitement des fondations	104
3.7. Méthodes de construction.....	105
3.8. Autres types de barrages en remblai	106
3.8.1. Remblais d'enrochement à noyau interne	106
3.8.2. Étanchéités internes artificielles	107
3.8.3. Barrages à masque amont	108
 Chapitre 4 : ORGANES HYDRAULIQUES FONCTIONNELS ET ANNEXES	 110
4.1. Evacuateurs de crues	110
4.1.1. Généralités	110
4.1.2. Critères de choix de l'évacuateur de crue.....	111
4.1.3. Différents types des évacuateurs de crues	112
4.1.3.1. Evacuateur de crues en puit (tulipe).....	112
4.1.3.2. Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral	113
4.1.3.3. Evacuateur de crues latéral à entonnement frontal	113
4.1.3.4. Evacuateur de crues en siphon	113
4.1.3.5. Evacuateurs vannés	114
4.1.4. Seuil déversant : Déversoir.....	116
4.1.5. Coursier	121
4.1.6. Choix du type de déversoir	123

4.2. Vidange de fond	123
4.2.1. Conception des vidanges de fond	124
4.2.1.1. Conduite de vidange en charge	124
4.2.1.2. Conduites à écoulement libre	124
4.2.1.3. Ouvrages de vidange à batardeau	124
4.2.2. Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite de vidange	126
4.2.3. Dimensionnement de l'ouvrage de vidange	127
4.2.3.1. Calcul du débit de vidange	127
4.2.3.2. Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre	128
4.2.3.3. Correction du coefficient de débit μ	128
4.2.4. Passes fonctionnelles	129
4.3. Systèmes de dérivation pendant la construction	130
4.3.1. Type d'ouvrage de dérivation provisoire	132
4.3.1.1. Galerie de dérivation	132
4.3.1.2. Conduite de dérivation	132
4.3.1.3. Canal de dérivation	132
4.3.1.4. Balancement de la rivière	132
CHAPITRE 5 : EXPLOITATION DES BARRAGES	134
5.1. Législation	134
5.2. Surveillance et auscultation	134
5.2.1. La mesure des fuites	135
5.2.2. La mesure piézométrique	136
5.2.3. Les pendules	136
5.2.4. Mesure des fissures en 3 dimensions	137
5.2.5. Planimétrie et nivellement	137

CHAPITRE 6 : PRELEVEMENT DES EAUX DE SURFACE	139
6.1. débits prélevés	139
6.2. Aménagement des points de prises	139
6.3. Captage et qualité des eaux	141
6.3.1. Prises d'eau en cours d'eau	143
6.3.2. Prises d'eau en réservoir	144
Références bibliographiques	148

CHAPITRE 1 :
LES BARRAGES DANS LEUR
ENVIRONNEMENT

CHAPITRE I : LES BARRAGES DANS LEUR ENVIRONNEMENT

Les barrages sont par définition des ouvrages hydrauliques construits en travers d'un cours d'eau et destinés à réguler le débit du cours d'eau et à en stocker pour différents usages. La plupart des références historiques cite le barrage de Saad El Kafara (*Figure 1*) construit en Egypte en **2600 av. JC**, comme étant le premier "vrai barrage" de **14 m** de hauteur, **113 m** de longueur et créant une retenue d'environ **500000 m³** (Delliou, 2003, Calvet and Geyer, 1992). Sa structure était constituée d'une partie centrale en tout venant imperméable avec deux épaulements en enrochement. Il fût détruit au cours de sa construction par submersion à cause de l'absence d'un évacuateur de crue.

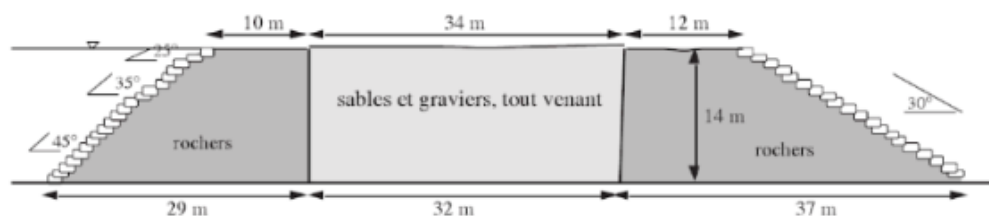


Figure 1 : Coupe schématique de la structure du barrage Saad El Karafa sur le wadi Garawi (Delliou, 2003)

D'autres barrages grecques, romains, du moyen orient ou de l'extrême orient ont été construits depuis des millénaires, mais l'essor de construction des grands barrages n'a réellement commencé qu'avec le développement démographique et l'industrialisation à la fin du XIX^{ème} siècle. Aujourd'hui on estime à plus de **50000** le nombre de grands barrages en service dont près de 50% se trouvent en chine.

Pour l'Algérie, les barrages ont commencé à être érigés à partir du 19^{ème} siècle. A la fin de la période coloniale l'Algérie ne disposait que de **15** barrages sur tout le territoire (*Tableau 1*). Aujourd'hui après des investissements considérables dans le secteur de l'hydraulique, **79** barrages sont exploités et répartis entre les différentes régions du pays (Lehbab, 2019) :

- 14 en région Ouest ;
- 17 en région Chélif ;
- 18 en région Centre ;
- 30 en région Est.

Tableau 1 : Les barrages Algériens à la fin de la période coloniale (Bouزيد, 2010)

Nom	Oued	Wilaya	Année de construction	Volume initial (Hm ³)
Meurad	Djabroun	Tipaza	1852-1859	0,8
Tlelat	Tlelat	Oran	1869-1870	0,7
Fergoug	Habra	Mascara	1865-19871 puis 1882	30
Cheurfas	Sig	Mascara	1880-1882	3
Cheurfas	Sig	Mascara	1886-1892	18
Djidiouia	Djidiouia	Relizane	1857-1877	0,7
Hamiz	Hamiz	Boumerdès	1869-1894	14
O.Fodda	Fodda	Chlef	1932	228
Boughezoul	Chelif	Chlef	1934	55
Bakhadda	Mina	Tiaret	1936	56
Ghrib	Chelif	Ain Defla	1939	280
Foum El Gueiss	Gueiss	Khenchla	1939	3,4
K'sob	K'sob	M'Sila	1940	12,4
Zerdezaz	Saf-Saf	Skikda	1946	14,9
Beni Bahdel	Tafna	Tlemcen	1946	63
Bouhanifia	Hammam	Mascara	1948	73

Les projections à 2030 prévoient à ce que le nombre passera à **139** barrages avec une capacité de stockage de **12** milliards de m^3 sur l'ensemble du pays (Mutin, 2009).

1.1. FONCTIONS D'UN BARRAGE

Un barrage est ouvrage établi dans le lit d'un cours d'eau dans le but de créer une dénivellation entre les plans d'eau situés en amont et en aval. Considérons la section en travers d'un barrage représentée sur la (**Figure 2**) (Maalel and Hafsia, 2012, Roche, 1963). Le lac ou bassin artificiel à l'amont d'un barrage, dans lequel une certaine quantité d'eau est accumulée est appelé retenue. La morphologie de l'aire couverte par la retenue c'est la cuvette. Le réservoir d'eau est une retenue dont l'exploitation s'effectue à niveau variable en vue de stocker et déstocker de l'eau. Le **tableau 2** regroupe la signification de différents termes utilisés dans le cours (Aubert, 1949).

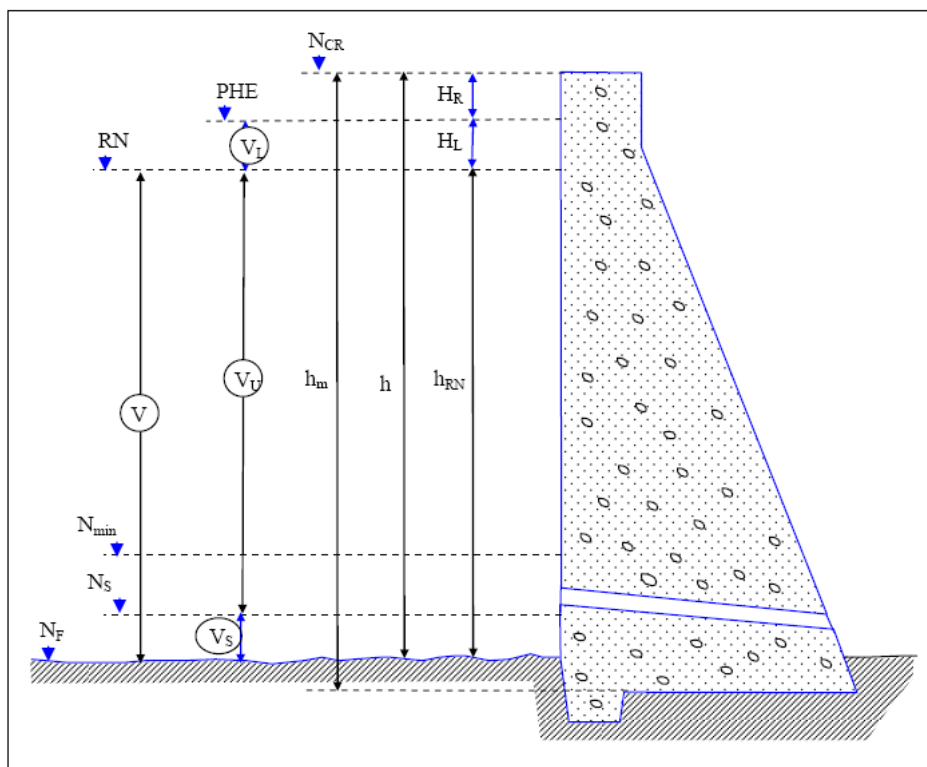


Figure 2 : Caractéristiques de la capacité d'une retenue (PNUD/OPE, 1987).

Tableau 2 : Définition des termes utilisés (*Figure 2*) (Maalel and Hafsia, 2012).

Terme	Définition	Symbole
Niveau ou cote des dépôts solides (m)	Cote correspondante au dépôt solide dans la retenue	N_s
Niveau ou cote du lit de l'Oued (m)	Cote du point le plus bas du fond du lit du cours d'eau en correspondance avec le parement amont	N_F
Niveau ou cote minimale d'exploitation (m)	Cote minimale du niveau de l'eau dans la retenue ou l'eau accumulée peut être dérivée par la prise d'eau pour l'utilisation prévue	N_{MIN}
Niveau ou cote normale de la retenue (m)	Cote du niveau normale dans la retenue à laquelle commence le déversement dans l'évacuateur de crues.	RN
Niveau ou cote des plus hautes eaux (m)	Cote maximale à laquelle peut arriver le niveau de l'eau dans la retenue au cas où se produirait le plus important phénomène de crue prévu, à l'exclusion de la surélévation due aux vagues	PHE
Niveau ou cote de la crête (m)	Cote du plan de la crête du barrage, à l'exclusion des parapets et d'éventuels murs de protection contre batillage.	N_{CR}
Hauteur de la retenue normale (m)	Dénivelée entre le niveau normal de la retenue et celui du lit de l'oued.	h_{RN}
Hauteur hors sol (m)	Dénivelée entre le niveau de la crête et celui du lit de l'oued	h
Surélévation de crue (m)	Dénivelée entre le niveau des plus hautes eaux et celui de la retenue normal. Ce sur-remplissage représente la charge maximale exercée sur le déversoir en correspondance avec la crue de projet.	h_L
Revanche (m)	Dénivelée entre le niveau de la crête et le niveau des plus hautes eaux.	h_R
Hauteur maximale du barrage (m)	Dénivelée entre la cote du plan de la crête et celle du point le plus bas de la superficie de fondation (à l'exclusion d'éventuelles sous-structures d'étanchéité)	h_m
Tranche morte (m ³)	Volume de retenue situé au-dessous du niveau minimal d'exploitation et destiné à l'envasement.	V_S
Volume utile de la retenue (m ³)	Volume d'eau compris entre la cote normale de la retenue et la cote minimale d'exploitation : ce volume comprend la tranche utilisable et celle correspondant aux pertes par évaporation et par infiltration.	V_U
Volume de laminage	Volume compris entre la cote des plus hautes eaux et la cote normale de la retenue.	V_L
Volume ou capacité totale de la retenue (m ³)	Volume total d'eau compris entre la cote normale de la retenue et la cote du lit de l'oued.	V
Surface ou superficie de la retenue (m ²)	Superficie de plan d'eau pour la cote normale de la retenue.	S

Sur le plan technique, un barrage doit assurer, pour un fonctionnement durable sans risque, les fonctions d'étanchéité et de stabilité (Carrère, 1996, Rolley et al., 1977).

1.1.1. Etanchéité

L'étanchéité des barrages de retenues est évidemment l'objectif prépondérant (Degoutte and Fry, 2002).

On doit distinguer :

- l'**étanchéité propre du barrage** qui est liée à sa constitution, et donc peut aisément être maîtrisée et contrôlée (Degoutte and Fry, 2002) ;
- l'**étanchéité du bassin de retenue** qui dépend de la géologie du site (nature des terrains, état de fracturation, réseaux karstiques éventuels, ...), elle est établie lors du choix du site et peut éventuellement être traitée sur des zones de faible étendue (Degoutte and Fry, 2002) ;
- l'**étanchéité de la liaison barrage - sol de fondation** ; la zone de pied du barrage est celle des plus fortes pressions et le terrain peut être en partie remanié lors de la construction de l'ouvrage, cette zone doit donc être contrôlée et traitée soigneusement (Ginocchio and Viollet, 2012).

1.1.2. Stabilité

Les barrages sont soumis aux efforts liés à l'action de l'eau (Mouvet Laurent, 2009):

- la pression hydrostatique sur les parois en contact avec la retenue ;
- la pression dynamique exercée par les courants d'eau ;
- la pression interstitielle des eaux d'infiltration dans le sol de fondation (sous pression) qui non seulement réduisent les actions de contact du sol sur son support mais réduisent aussi la résistance de ces terrains (Degoutte, 1997).

On doit prendre en compte le poids propre du barrage et les actions de liaison du sol de fondation.

On devra vérifier :

- la stabilité de l'ensemble de l'aménagement (barrage et massif de fondation) qui dépend des qualités du massif de fondation (Londe, 1993) ;
- la stabilité propre du barrage sous l'ensemble des actions extérieures ;
- la stabilité interne du barrage sous les sollicitations (Degoutte, 1997).

Les **objectifs d'un aménagement** comportant un barrage sont très variés :

— **Irrigation** : L'irrigation est une des applications les plus anciennes et les plus courantes des barrages. Aujourd'hui encore, près de la moitié des ouvrages dans le monde sont construits dans ce but (Degoutte, 1997).

Historiquement, la première technique qui s'est développée fut celle de la dérivation. Elle consiste à dévier une partie des cours d'eau jusqu'aux terrains où l'on souhaite cultiver des plantes.

La seconde technique, plus élaborée, est celle du stockage. Son avantage est de pouvoir se pratiquer de manière discontinue, en profitant des périodes de pluie pour reconstituer les réserves (Degoutte, 1997).

Les deux méthodes sont pratiquées à nos jours. Car les barrages par stockage, bien que généralement plus performants, ne sont pas adaptés à tous les sites : ceux qui ont subi une forte érosion, souvent par déforestation, vont provoquer de forts dépôts, débouchant sur un phénomène d'envasement (Degoutte, 1997).

Des réalisations plus modestes peuvent aussi apporter leur contribution. Ainsi, des milliers de petits barrages (**5 à 10 mètres de haut**) permettent de créer des "lacs collinaires" afin d'irriguer les terres agricoles (Rolley et al., 1977).

L'avenir de l'irrigation passe aussi par une meilleure gestion de l'eau et une connaissance plus fine de la consommation des plantes. Les performances pourraient encore être améliorées grâce à la mise au point de nouvelles techniques en collaboration avec des spécialistes d'autres disciplines : agronomes, etc. 270 millions d'hectares sont irrigués dans le monde ; cela représente le cinquième des terres cultivées, et ce cinquième fournit le tiers de toute la nourriture disponible, ce qui représente les trois quarts de la consommation mondiale d'eau ; l'agriculture est donc de loin le premier consommateur de l'eau des réservoirs (Carrère, 1996);

— **Génération d'électricité** : L'hydroélectricité est une source d'énergie essentielle, propre et renouvelable. Son exploitation permet de réduire l'appel à d'autres sources plus polluantes ou non renouvelables. Bien avant l'essor de l'électricité, l'eau fut utilisée pour produire de l'énergie hydromécanique, grâce aux moulins.

L'hydroélectricité n'en reste pas moins une ressource essentielle : il s'agit en effet d'une énergie de pointe, mobilisable en quelques minutes seulement, contrairement à celle fournie par les autres types de centrales (Carrère, 1996).

L'énergie hydroélectrique, avec une production annuelle de 2100 TWh, représente actuellement 20 % de la production électrique totale et 7 % environ de toute l'énergie consommée dans le monde ; ces valeurs varient considérablement d'un pays à l'autre ; les plus grosses proportions existent en Norvège (99,6 %), Brésil (90 %), Autriche (79 %) et Canada (66 %). Dans le tiers monde, c'est souvent la seule ressource d'énergie disponible localement (Bernard, 1975). L'hydroélectricité a compté pour près de 15,8% de la production mondiale d'électricité en 2018 (avec une production annuelle d'environ 4 193 TWh) ;

— **Contrôle des crues** : Les barrages, par le stockage temporaire de l'eau et l'écrêtement des débits, permet de limiter efficacement les dégâts dus aux crues (Carrère, 1996).

Le vaste mouvement d'urbanisation du XIXe siècle a donné une acuité nouvelle à la question de la lutte contre les crues. Il ne s'agit plus seulement de protéger les habitations, mais aussi les installations industrielles.

Des barrages à pertuis ouvert, permettant de ralentir les crues, ont aussi été mis en place, comme dans le Gard à partir des années 1950.

La lutte contre les crues passe aussi par le développement d'une véritable « Culture de l'inondation ». Cela suppose, par exemple, d'éviter de construire dans les zones menacées.

Cela a été de tout temps une forte motivation pour l'édification des barrages et souvent même l'objectif principal.

Le plus souvent, la protection contre les crues est un effet bénéfique et secondaire des ouvrages construits dans un autre but (Carrère, 1996).

Globalement, les autres objectifs des barrages sont mineurs en regard des trois buts principaux ; ils sont néanmoins d'importance dans l'aménagement des pays développés ou non ; il faut citer (Degoutte, 1997):

— **L'alimentation en eau potable ou industrielle** : L'alimentation en eau potable est une des plus grandes conquêtes auxquelles les barrages aient participé. C'est l'objectif à l'origine, par exemple, du barrage Zola, inauguré à Aix-en-Provence France en 1854.

Parmi les réalisations les plus marquantes du XIXe siècle figure également le barrage du Furens à Saint-Étienne, inauguré en 1866 en France. Celui-ci servait tout à la fois à alimenter la ville en eau, à lutter contre les crues et à maintenir l'étiage de la rivière afin de garantir le fonctionnement d'usines hydromécaniques.

— **La régularisation en vue de la navigation** : Les barrages contribuent à favoriser le transport fluvial en régulant les cours d'eau naturels et en alimentant les canaux artificiels construits à cet effet. La première tâche est confiée à des barrages de navigation, généralement associés à des écluses. La seconde est obtenue en dérivant des cours d'eau voisins, ou grâce à des barrages réservoirs.

— **Les développements touristiques et de loisirs** : Les barrages servent aussi aux loisirs et à la pisciculture. Ils ont même, autrefois, été utilisés pour la défense des villes en cas d'attaque.

- Loisirs

L'utilisation des barrages pour l'approvisionnement de plans d'eau récréatifs ne date pas d'hier. Un de ses vestiges les plus étonnants est le gigantesque système mis en place pour l'alimentation du château de Versailles et du jardin de Louis XIV (Carrère, 1996).

Le XXe siècle est marqué la démocratisation des loisirs nautiques et des aménagements qui les accompagnent. Des espaces spécifiques ont ainsi été mis en place sur le Rhône, la Seine, la Marne, l'Aube, la Dordogne, la Durance en France.

- Pisciculture

L'élevage de poissons fut sans doute une des premières finalités des petites retenues créées à proximité des monastères au Moyen-Âge. Certains ouvrages anciens, dans la Brenne, la Sologne ou les Dombes, continuent de remplir cette fonction.

Les grands ouvrages modernes, en revanche, ne l'intègrent plus qu'à titre accessoire. De nombreux aménagements spécifiques ont cependant été réalisés afin de permettre la préservation ou la réintroduction d'espèces locales (Rolley et al., 1977).

- Défense des villes

L'utilisation des barrages à des fins militaires fut mise en pratique notamment dans la Chine ancienne ou aux Pays-Bas durant la guerre de 39-45.

— **La recharge et l'assainissement des nappes phréatiques.**

Dans la plupart des cas, c'est le **volume du réservoir** créé qui est le paramètre significatif des bénéfices apportés par le barrage :

— volume utile rapporté au volume des crues, pour la protection contre les crues ;

— volume utile rapporté aux variations saisonnières ou interannuelles du débit naturel de la rivière, pour les besoins agricoles, urbains ou industriels.

Pour les aménagements à buts multiples, on est parfois amené à attribuer à chacun des objectifs une fraction bien définie du volume utile disponible ; cela se traduit en pratique par des règles d'exploitation (Carrère, 1996).

1.1.2. Classification des barrages

Parmi les diverses classifications possibles, nous retiendrons les deux suivantes : d'après la *fonction et la structure* et suivant le *type de matériaux* constituant la digue, le *mode de résistance* à la poussée de l'eau et le *procédé de construction* (Maalel and Hafsia, 2012).

1.1.2.1. Classification des retenues d'après les utilisations diverses de l'eau

D'après les possibilités d'accumulation de la retenue, nous distinguons les barrages d'exhaussement et barrages d'accumulation. Cette classification est liée avec celle adoptée pour les aménagements hydroélectriques (Rolley et al., 1977).

Les barrages qui jouent seulement un rôle d'exhaussement sont principalement ceux des aménagements de basse **chute** ($H_n < 30$ m ; H_n hauteur de chute nette) généralement situés en basse vallée. L'exhaussement est caractérisé par la hauteur de **retenue** maximale, h_m , différence entre la cote du plan d'eau à la retenue normale au droit du barrage et la cote du fond du cours d'eau au point le plus bas de celui-ci dans la section occupée par le barrage (Maalel and Hafsia, 2012).

Les barrages d'accumulation sont ceux des aménagements de moyenne ($30 < H_n < 200$ m) et de grande hauteur ($H_n > 200$ m), généralement situés en haute vallée. Les barrages d'accumulation peuvent avoir des buts ou utilisations différentes et souvent multiples (Ginocchio and Viollet, 2012):

a- Stockage des eaux pour usage unique : eaux potables, irrigation, protection contre les crues ou production d'énergie hydroélectrique (Roger and Pierre-Louis, 2012),

b- Usages multiples : eau potable, irrigation, énergie hydroélectrique et protection contre les crues (Roger and Pierre-Louis, 2012).

1.1.2.2. Classification des retenues d'après la structure

Suivant la structure du barrage, nous pouvons distinguer les barrages fixes et barrages mobiles. Les barrages fixes créent une obstruction pratiquement invariable du lit du cours d'eau sur lequel ils sont construits. Les barrages mobiles, au contraire, comprennent des éléments amovibles (bouchures mobiles) qui permettent de faire varier l'obstruction créée dans le cours

d'eau et, par suite, de régler le niveau du plan d'eau en amont en fonction du débit (Rolley et al., 1977).

1.1.2.3. Classification des barrages selon le type de matériaux et le mode de résistance à la poussée de l'eau

Les barrages sont souvent classés sur la base du type de matériaux de construction ou sur la méthode de résistance à la pression de l'eau. Les principaux types de barrages sont (Schleiss and Pougatsch, 2011) :

- Barrages rigides (en matériaux assemblés)
- Barrages poids (gravity dams)
- Barrages voûtes (arch dams)
- Barrages à voûtes multiples (multiple arch dams)
- Barrages à contreforts (bouttress dams)
- Barrages en remblais (en matériaux non assemblés) (embankment dams)
- Barrages en terre (earth dams)
- Barrages en enrochement (rock-fill dams)

1.1.2.4. Autres classifications des barrages

Plusieurs autres types de classification des barrages existent, nous présenterons quelques-unes dans ce qui suit (Maalel and Hafsia, 2012) :

Selon que les matériaux constituant la digue sont liés ou meubles on parle de barrage souples ou barrages rigides. Les barrages souples sont parfois appelés aussi, barrage en remblais (Degoutte, 1997).

Selon le procédé utilisé lors de la construction, on distingue les barrages construits à sec et les barrages construits dans l'eau (Schleiss and Pougatsch, 2011).

On distingue aussi, les barrages submersibles et les barrages insubmersibles, les barrages en terre sont de nature insubmersible, sachant qu'une submersion même à faible débit implique une quasi-certitude d'une destruction rapide (Maalel and Hafsia, 2012).

On parle aussi, de barrages provisoires et de barrages définitifs.

- Les barrages provisoires ou batardeaux, ont une utilité temporaire, ils sont souvent construits pour permettre ou pour faciliter la construction d'ouvrages définitifs (De Laillevault, 1806).

- Les barrages définitifs sont destinés à rester en service pour la durée de vie de l'ouvrage qui peut s'étendre à des dizaines ou même à des centaines d'années moyennant un entretien convenable (Maalel and Hafsia, 2012).

Les barrages de hauteur inférieure à 100 m, sont appelés barrages ordinaires, les autres sont appelés barrages de grandes hauteurs (Degoutte, 1997).

Selon la nature de matériaux de la digue et des terrains d'assise et selon la hauteur de l'ouvrage on distingue 4 classes (Jacobson, 1948) (Tableau 3) :

Tableau 3 : Classification des barrages selon la nature de matériaux de la digue, des terrains d'assise et la hauteur de l'ouvrage (Schleiss and Pougatsch, 2011).

Ouvrage de retenue	Terrains d'assise	Hauteur de l'ouvrage pour la classe			
		IV	III	II	I
Barrages en terre et en enrochement	• Rocheux	25	25-70	70-100	100
	• Sableux, de grosses pierres,	15	15-35	35-75	75
	• Argileux bien saturé en état plastique	15	15-25	25-50	50
Barrages en béton, béton armé et ouvrages annexes	• Rocheux	25	25-60	60-100	100
	• Sableux, de grosses pierres,	10	10-25	25-50	50
	• Argileux bien saturé en état plastique	10	10-20	20-25	25

1.2. CONDITIONS NATURELLES D'UN SITE

Le choix du site et des caractéristiques géométriques (hauteur et forme) d'un barrage doit être effectué en fonction des conditions suivantes (Bernard, 1975, Carrère, 1996, Rolley et al., 1977) :

- conditions topographiques ;
- conditions géologiques ;
- conditions hydrologiques ;
- conditions relatives à la géographie humaine ;
- données sismologiques ;

- conditions générales d'environnement.

Le choix de type d'ouvrage dépend également de ces différents facteurs ainsi que des conditions économiques relatives à l'exécution des travaux (Ginocchio, 1959).

1.2.1. Conditions relatives à la topographie

La recherche d'un emplacement du barrage est précédée par des opérations suivantes (Icold, 2021) :

- Etablissement d'une carte à grande échelle avec courbes de niveau dressée, en général, par procédé photogrammétrie ;

- Recherche de verrous (ou gorges) et de cuvette sur cette carte qui, pour un barrage fixe, doivent remplir les conditions suivantes :

a) largeur du verrou la plus faible possible pour réduire le volume de la digue par mètre de dénivellation ;

b) capacité la plus grande possible pour une hauteur donnée de la cuvette située en amont du barrage d'accumulation.

La qualité d'un site de barrage d'accumulation peut être caractérisée par le volume d'eau accumulé par m^3 de digue (m^3 de béton du barrage) ou encore par le nombre de *KWh* accumulés par m^3 de digue (Maalel and Hafsia, 2012).

1.2.2. Conditions géologiques

Les roches et les sols de la zone de fondation de l'ouvrage et de la cuvette doivent présenter des caractéristiques satisfaisantes en ce qui concerne (Ginocchio and Viollet, 2012, Roger and Pierre-Louis, 2012) :

a- la stabilité du barrage ;

b- l'étanchéité de la retenue.

1.2.2.1. La stabilité du barrage

En ce qui concerne la stabilité de l'ouvrage, le terrain de fondation doit présenter les qualités essentielles suivantes (Ginocchio, 1959, Roger and Pierre-Louis, 2012) :

- faible degré de broyage et d'altération ;

- faible compressibilité ;

- grande résistance à l'écrasement.

La recherche de ces caractéristiques est réalisée grâce aux moyens suivants (Maalel and Hafsia, 2012) :

- a) travaux de reconnaissance ;
- b) procédés géophysiques.

1.2.2.2. Etanchéité de la retenue

L'étanchéité d'une retenue dépend de la perméabilité des terrains constituant le sol de fondation du barrage et de la cuvette : ces terrains sont en effet soumis à la pression correspondant à la hauteur d'eau dans la retenue du barrage et peuvent être traversés par des débits importants (Degoutte, 1997, Roger and Pierre-Louis, 2012).

1.2.3. Conditions hydrologiques

- a) Superficie du bassin versant : l'alimentation du réservoir doit assurer son remplissage en année hydrologique moyenne (Réménieras, 1980),
- b) Débit solide : important pour fixer la capacité utile de la retenue et la cote de la prise d'eau (Réménieras, 1980).

1.2.4. Conditions relatives à la géographie humaine

- a) Retenue normale et retenue exceptionnelle : (Q_{moyen} et $Q_{\text{crue max}}$) : courbes de remous correspondantes, habitations, routes, voies ferrées, cultures, sites protégés, ouvrages d'art, irrigation, pêche, ...(Ginocchio and Viollet, 2012),
- b) Agglomération et terres cultivées : expropriation/déplacements ;
- c) Voies de communication : déviations routes, voies ferrées, conduites,... ;
- d) Navigation intérieure : à maintenir ;
- e) Débit réservé – réservoir de compensation : Q_{min} , échelles à poissons.

1.2.5. Données sismologiques

L'étude, sur une base historique ou déterministe (sismo-tectonique), de la sismicité du site est entreprise et aboutit à la définition de deux séismes de référence (Degoutte, 1997) :

- **le séisme de projet**, que l'ouvrage doit être en mesure de supporter sans aucun dommage ;
- **le séisme maximal probable**, auquel le barrage doit pouvoir résister sans ruine ni mise hors service de ses organes de sécurité.

Chacun d'eux est défini par un niveau d'accélération et un spectre de fréquence, qui serviront dans les calculs de la structure.

1.2.6. Conditions générales d'environnement

D'autres natures de données, moins importantes dans la mesure où elles n'influent que rarement sur la faisabilité d'un barrage, sont toutefois indispensables pour mener le projet à son terme qui constituent des sollicitations supplémentaires du futur ouvrage : citons : gel, les propriétés chimiques de l'eau, parfois agressive vis-à-vis de certains matériaux notamment le béton, la disponibilité de matériaux de construction de qualité à proximité, les accès, etc,... (Carrère, 1996).

1.3. HARMONISATION AVEC LE CONTEXTE SOCIAL ET NATUREL

Lorsque les conditions physiques majeures mentionnées ci-avant sont cernées, alors l'impact global du barrage projeté sur son environnement social et naturel peut être évalué.

On trouve toujours en principe, à l'actif du projet, la satisfaction du ou des objectifs pour lesquels il est étudié : approvisionnement en eau garantie, protection contre les crues, soutien des étiages, production d'énergie ; on pourra souvent y ajouter des bénéfices non prévus au départ, principalement en matière de protection contre les crues. Les retombées économiques du chantier, pendant la construction et aussi par la suite, sont souvent des moteurs de développement régional non négligeables dans les contrées reculées (Carrère, 1996).

Le passif est plus complexe : on y trouve bien entendu le coût capitalisé de la construction et de l'exploitation, mais bien d'autres facteurs doivent également être évalués, puisque la modification du régime de la rivière qui résulte de la retenue a nécessairement des implications sur tous les systèmes associés. C'est l'objet de l'étude préalable d'environnement (EPE) que de recenser les causes et effets possibles et qu'il faudra étudier plus en détail lors de l'élaboration du projet. On peut citer a priori les effets suivants (Carrère, 1996):

- perte de terres agricoles ou de forêts par submersion, expropriations ;
- déplacement de populations ;
- interruption des voies de communication (terrestres et fluviales) ;
- modification de la qualité de l'eau (température, oxygène, sels minéraux) ;
- risques de pollution par les vases relâchées brutalement lors des vidanges ;
- creusement du lit à l'aval, par déficit de sédiments transportés ;
- alluvionnement en queue de la retenue et effet induit sur les crues en amont ;

- effets sur la flore et la faune près du réservoir et à l'aval ;
- sismicité induite par les réservoirs ;
- risques pour les populations à l'aval et aussi à l'amont.

Certains effets recensés dans le passé résultent d'une exploitation maladroite (prises d'eau mal conçues ou mal utilisées) et peuvent être facilement évités ; d'autres nécessitent une compensation spécifique en vue de rétablir des conditions équivalentes ou meilleures que les conditions initiales (Carrère, 1996).

À une large échelle, l'expérience acquise montre que l'introduction bien étudiée d'un barrage et de sa retenue dans l'environnement social et naturel peut se réaliser de manière harmonieuse et en tout cas positive pour la collectivité. Certains aspects de réalisations passées ont été négatifs, faute d'études d'impact suffisantes ; celles-ci sont aujourd'hui heureusement obligatoires et permettent de mieux prévoir toutes les conséquences, donc de mieux décider et de porter remède aux effets néfastes quand c'est nécessaire et économiquement possible.

Les barrages ont connu une certaine désaffection en raison de leur volume et de leur coût relatif, jusqu'au développement récent de la technique du béton compacté au rouleau (BCR) qui leur a donné une nouvelle jeunesse depuis 1980. Par ailleurs, ils présentent, quel que soit leur mode de construction, une solution attrayante lorsqu'il faut intégrer au barrage des structures relativement importantes comme une usine hydroélectrique, un gros évacuateur de crues, une écluse, etc (Rolley et al., 1977).

1.4. RUPTURES ET RISQUES LIES AUX BARRAGES

La rupture d'un **barrage** correspond ainsi à la destruction partielle ou totale de l'ouvrage, qui entraîne la formation d'une onde de submersion se traduisant par une élévation brutale du niveau de l'eau à l'aval, voire un gigantesque torrent (Carrère, 1996, Giret, 2007, Antoine, 2008).

1.4.1. Les causes possibles :

Les causes de rupture d'ouvrage peuvent être de différents ordres (Le Delliou, 2003) :

- ✓ **Des problèmes techniques** : défaut de fonctionnement, vice de conception de construction, de matériaux, etc.
- ✓ **Des causes naturelles** : séismes, glissements de terrains, crues exceptionnelles, etc.

- ✓ **Des causes humaines** : insuffisance des études préalables, de surveillances, d'entretien, malveillance, etc.

1.4.2. Comment se produirait l'accident à l'origine du risque majeur ?

Le risque majeur provient de la formation d'une onde de submersion se traduisant par une élévation brutale et rapide du niveau de l'eau à l'aval. Cette onde de submersion peut être provoquée (Bonnet, 1920) :

- ✓ en montagne, par un glissement de terrain dans la retenue du barrage (déversement par-dessus le barrage puis propagation de l'onde dans la vallée) ;
- ✓ par la rupture totale ou partielle du barrage (onde de submersion se propageant dans la vallée). Cette rupture peut être instantanée (ouvrages maçonnés) ou progressive (barrages en remblai) ;
- ✓ La conception ancienne ou l'entretien insuffisant d'un barrage peuvent ne plus répondre aux règles de l'art et de sécurité en vigueur. Les ouvrages concernés font l'objet d'un diagnostic sur leur fiabilité et, si nécessaire, sont confortés ;
- ✓ les crues exceptionnelles : pour chaque barrage, une "crue de projet" est fixée pour dimensionner les ouvrages évacuateurs, le niveau de sécurité retenu étant généralement compris entre la crue millénaire et la crue décennaire. Toutefois, une crue dépassant les capacités des ouvrages peut toujours survenir ;
- ✓ des dysfonctionnements dans la gestion de l'ouvrage (contrôles commandes, défaillances électromécaniques, erreurs humaines...) ;
- ✓ l'insuffisance des études préalables et du contrôle d'exécution constitue également un risque (l'obligation d'un avis du Comité Technique Permanent des Barrages et des Ouvrages Hydrauliques, pour les grands barrages, a pour objet d'éviter de telles situations) ;
- ✓ les séismes, qui peuvent causer des dommages (toutefois le plus souvent mineurs), déformations, tassements, fissures ;
- ✓ les actes de destruction et de malveillance, etc...

1.4.3. Les conséquences sur les personnes, les biens et l'environnement

La rupture d'un barrage constitue une catastrophe exceptionnelle. L'onde de submersion générée par la rupture se traduit par une élévation brutale et rapide du niveau de l'eau à l'aval, pouvant affecter la sécurité des personnes et des biens et avoir des conséquences

néfastes sur l'environnement (pollutions, impact sur les milieux naturels) (Bonnet, 1920, Degoutte, 1997).

1.4.4. Les mesures prises pour faire face au risque

1.4.4.1. Des actions de prévention et de protection

- **La cartographie du risque** : représente les zones menacées par l'onde de submersion qui résulteraient de la rupture totale ou partielle de l'ouvrage, obligatoire pour les grands barrages. Figurent également sur cette carte les enjeux et les points sensibles ainsi que tous les renseignements indispensables à l'établissement des plans de secours et d'alerte (Royet, 2004).
- **Gestion active** : pour la sécurité de l'ouvrage des lâchers d'eau peuvent être réalisés pour évacuer et contrôler une fraction d'eau de la retenue. Ces lâchers d'eau interviennent pour la régulation ou lors des crues ou intempéries importants afin d'empêcher la cote de la retenue d'atteindre son niveau critique ou lorsque l'ouvrage présente des signes de faiblesse.
- **L'examen préventif des projets de barrages** : Le contrôle concerne toutes les mesures de sûreté prises de la conception à la réalisation du projet. La surveillance et les travaux d'entretien incombent à l'exploitant du barrage.
- **Inspection et surveillance constante des barrages** : permettant une analyse et une synthèse rendant compte de l'état du barrage.
- **Des actions de gestion de crise**
 - Mise en place des différents plans de gestion de crise : **Plan Communal de Sauvegarde, Plans ORSEC et POLMAR, Plan Particulier d'Intervention, Plan Rouge, etc.**
 - Mise en place de réseaux d'**alerte** et de **surveillance** afin de détecter rapidement les risques et d'alerter la population.

CHAPITRE 2 :

LES BARRAGES RIGIDES

CHAPITRE 2 : LES BARRAGES RIGIDES

2.1. CARACTERISTIQUES GENERALES

Définitions : Les barrages sont par définition des ouvrages hydrauliques disposés en travers d'un cours d'eau pour créer une retenue ou exhausser le niveau en amont, ces types d'ouvrages barrent sur toute la largeur une section d'une vallée et créent ainsi une cuvette artificielle géologiquement étanche (Degoutte, 1997).

A part quelques exceptions (par exemple barrages en rivière), les barrages en béton sont le plus souvent construits sur une fondation rocheuse, de module de déformabilité élevé. Ils ont des points communs. D'une part, l'ouvrage est constitué de béton de masse, non armé (si les sections sont relativement « minces » et l'effet de la température sensible, cas des barrages multi voûtes, barrages de prise d'eau ou évacuateurs de crues, le recours à des armatures peut s'avérer nécessaire). D'autre part, la géométrie est optimisée de sorte à éviter l'apparition de tractions dans le béton en quelque point de l'ouvrage pour des conditions normales d'exploitation. Cependant, des contraintes de traction ou de fissures ne mettant pas en cause l'intégrité structurale peuvent être tolérées en cas de charges exceptionnelles, tel le séisme (Degoutte, 1997, Schleiss and Pougatsch, 2011).

Un barrage-poids (ou barrage à gravité) est un ouvrage en béton ou en maçonnerie de roche et de terre et conçu pour retenir l'eau en utilisant seulement le poids de la matière qui s'oppose à la pression horizontale de l'eau s'exerçant sur le barrage (Carrère, 1996, Rolley et al., 1977).

Le barrage poids résiste par son poids propre aux efforts qui le sollicitent « **conçu et calculé pour résister, par son poids à la poussée des eaux qu'il retient** ».

Les barrages en béton, quel que soit leur type, sont construits en plots (blocs) individuels de **12** à **19 m** de largeur séparés par des joints de contraction. Chaque plot est bétonné en levées de **1,5** à **3,5 m**, conduisant à des étapes de bétonnage pouvant atteindre les **1500 m³** (Schleiss and Pougatsch, 2011) (*Figure 3*).



Figure 3 : Construction du barrage par plots (Schleiss and Pougatsch, 2011)

Ce mode de construction permet de :

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

La plupart des barrages-poids sont massifs et pleins avec un profil triangulaire. Le parement amont est vertical ou légèrement incliné (moins de 5 %). Le parement aval possède un fruit de 75 à 80 % (**Figure 4**). Cette géométrie lui permet de résister par son propre poids au glissement et renversement sous l'action des forces extérieures. Il est construit sur une assise rocheuse (Le Delliou, 2003).

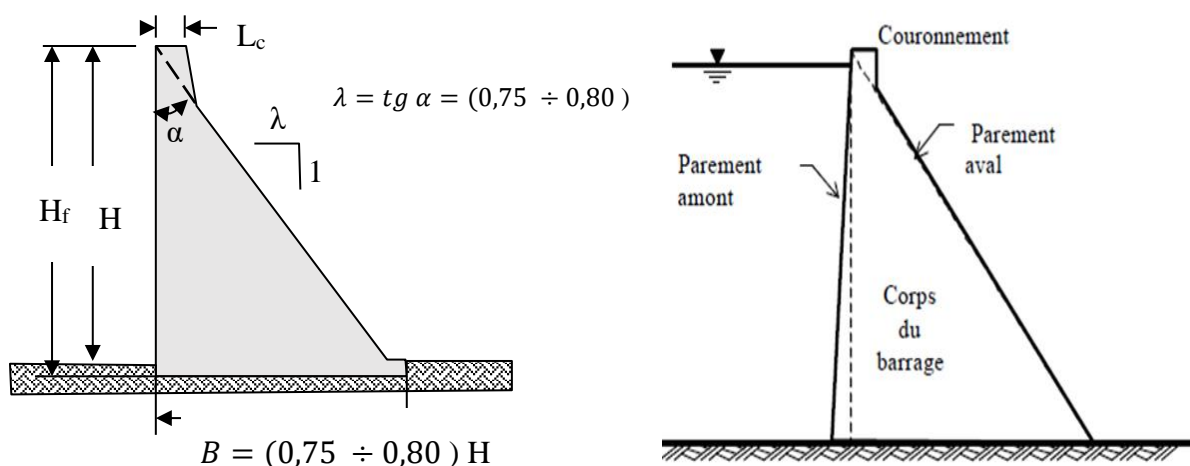


Figure 4 : Profil type d'un barrage poids (Schleiss and Pougatsch, 2011)

Le barrage-poids par la simplicité de ses formes a été autrefois le type le plus fréquemment utilisé. Il peut être rectiligne ou légèrement incurvé pour s'adapter aux besoins de la géologie

et de la topographie. On parle alors du barrage-poids incurvé ou de barrage-poids voûte (Degoutte, 1997).

Les barrages-poids sont constitués d'une succession de plots (blocs) de **12 à 19 m** de largeur, séparés par des joints de dilatation (**1 à 2 mm**) libres de s'ouvrir ou de se fermer selon les conditions. Ces joints sont munis d'un système d'étanchéité à l'amont (tôle de cuivre, PVC ou Waterstop) (Schleiss and Pougatsch, 2011).

Comme le coût d'un barrage-poids est directement lié au volume de béton mis en place, les ingénieurs ont cherché à enlever du béton là où il est le moins bien utilisé (contraintes trop faibles). Ont été alors conçus les barrages-poids à joints évidés, solution qui permet de réduire les sous pressions (**Figure 5**). L'économie réalisée croît avec la hauteur du barrage. Pour compenser le poids de béton retiré, le parement amont est incliné (jusqu'à 10 %) pour bénéficier d'une composante verticale de la poussée hydraulique (Carrère, 1996).

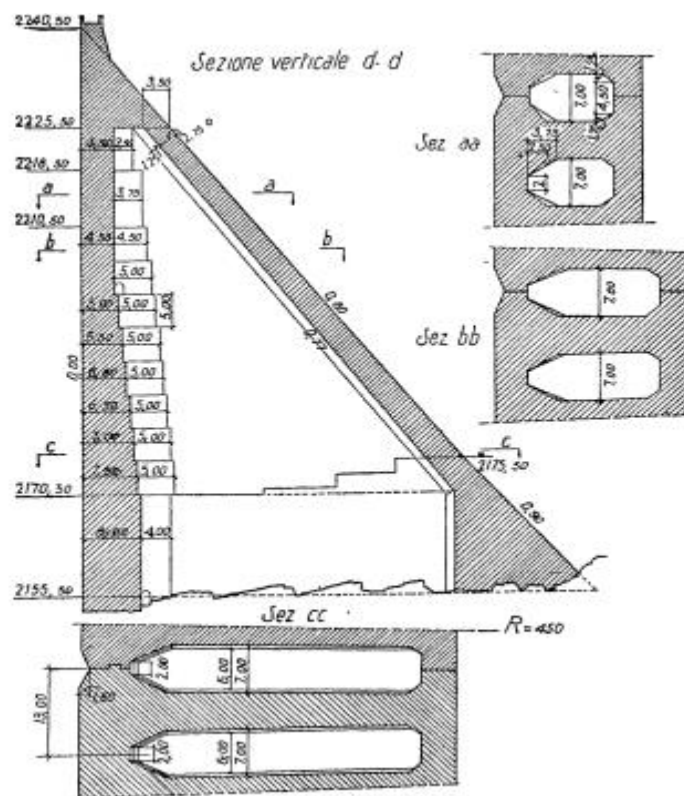


Figure 5 : Coupe transversale et horizontale du barrage évidé de la Dixence Suisse (Carrère, 1996, Schleiss and Pougatsch, 2011)

2.1.1. Types de barrages en béton

A part quelques exceptions (p.ex. barrages en rivière), les barrages en béton sont le plus souvent construits sur une fondation rocheuse, de module de déformabilité élevé. Cependant, des

contraintes de traction ou de fissures ne mettant pas en cause l'intégrité structurale peuvent être tolérées en cas de charges exceptionnelles, tel le séisme.

On distingue les grandes familles de barrages en béton, comportant chacune un certain nombre de sous-familles (Degoutte, 1997). Les barrages en béton comportent :

- les Barrages poids ;
- les Barrages voûtes ;
- les Barrages à contreforts ;
- les Barrages mixtes (poids- voûtes).
 - *a) Le barrage-poids*, la stabilité des barrages poids sous l'effet de la poussée de l'eau est assurée par le poids du matériau. Ces ouvrages peuvent être en maçonnerie ou en béton, en maçonnerie hourdée à la chaux pour les plus anciens, en béton compacté au rouleau pour les plus récents. Ce type de barrage convient bien pour des vallées larges ayant une fondation rocheuse. Ils sont souvent découpés en plots à la construction. La stabilité des barrages poids repose essentiellement sur leur fruit et, si nécessaire, sur l'efficacité du drainage qui met le massif poids à l'abri des sous-pressions. La méthode classique d'étude de la stabilité d'un barrage poids consiste à analyser l'équilibre global du barrage sous l'action du poids, de la poussée hydrostatique, des sous pressions et éventuellement d'autres actions secondaires (par exemple poussée des sédiments ou séisme) (**Figure 6**) (Aubert, 1949, Bernard, 1975, Carrère, 1996, Rolley et al., 1977).



Figure 6 : Barrage poids (Schleiss and Pougatsch, 2011)

- **Avantages**
 - faibles contraintes dans le béton ;
 - faibles contraintes transmises par la fondation au rocher ;

- les variations de température ne produisent que de faibles variations de contraintes ;
- l'évacuateur de crue peut être facilement combiné avec le barrage.

- **Inconvénients**

- les sous pressions sont importantes dans la fondation ;
- moyen risque de tassement ;
- le volume de béton est important (faible pour le barrage poids évidé) ;
- le volume des excavations est important ;
- fragilité au séisme ;
- l'échauffement du béton par la prise du ciment est assez problématique.

b) *Le barrage à contreforts*, comprend une série de murs parallèles, généralement de forme triangulaire, plus ou moins épais et plus ou moins espacés (les contreforts) ; une bouchure entre contreforts transmettant à ceux-ci la poussée de l'eau. Les parements amont sont en général fortement inclinés de manière à transmettre directement au pied des contreforts et donc à la fondation rocheuse une partie de la poussée de l'eau sur le parement amont. Les barrages à contreforts sont bien adaptés aux vallées larges avec une fondation rocheuse de bonne qualité (Mary, 1965) (**Figure 7**).



Figure 7 : Barrage à contreforts (Schleiss and Pougatsch, 2011)

- **Avantages**

- les contraintes transmises par la fondation au rocher sont moyennes ;
- les sous pressions au niveau de la fondation sont faibles ;

- le volume du béton est faible ;
- les risques de tassements sont moyens.
- **Inconvénients**
 - résistance faible au séisme ;
 - la fouille est importante ;
 - les contraintes dues au gradient de température peuvent devenir importantes à la tête du contrefort.

c) *Le barrage-voûte* est un des barrages-poids dont la forme nettement arquée rend possible la création d'un véritable effet voûte et donc un report des efforts sur les appuis latéraux. Ce type de barrage convient bien lorsque la topographie permet de fermer la vallée par une forme arquée de longueur réduite sans pour autant avoir une qualité de rocher en fondation suffisante pour admettre des sollicitations ponctuelles fortes de type encastrement. Il s'agit en général de barrages construits dans la première moitié du XX^{ème} siècle (**Figure 8**) (Schleiss and Pougatsch, 2011).



Figure 8 : Barrage voûte (Schleiss and Pougatsch, 2011)

- **Avantages**
 - le volume du béton est faible ;
 - la fouille est assez petite ;
 - les sous pressions au niveau de la fondation sont faibles ;
 - l'échauffement du béton est très faible pendant la construction.
- **Inconvénients**
 - les contraintes sont importantes dans les voûtes ;

- très susceptible au séisme ;
- les forces sont transmises obliquement dans les appuis ;
- la combinaison du barrage avec l'évacuateur de crue est difficile ;
- les sous pressions dans les fissures du rocher peuvent provoquer des glissements d'appuis ;
- la structure est très vulnérable (attentats, guerre).

2.1.2. Profils caractéristiques

D'après la forme géométrique du profil transversal du barrage on distingue (Rolley et al., 1977) :

- Profil incliné sur les deux parements ;
- Profil avec parement amont vertical ;
- Profil avec parement aval brisé.

Le barrage poids est l'un des types les plus anciens et il en existe un grand nombre dans les pays industrialisés. Construits en maçonnerie jusqu'au XIXe siècle (*Figure 9*), puis en béton au début du XXe (*Figure 10*), ils ont connu une certaine désaffection en raison de leur volume et de leur coût relatif, jusqu'au développement récent de la technique du béton compacté au rouleau (BCR) qui leur a donné une nouvelle jeunesse depuis 1980 (*Figure 11*). Par souci de simplification, **ce qui suit concerne les barrages qui créent un réservoir**, pour lesquels le niveau d'eau à l'aval est faible par rapport à leur hauteur (Carrère, 1996).

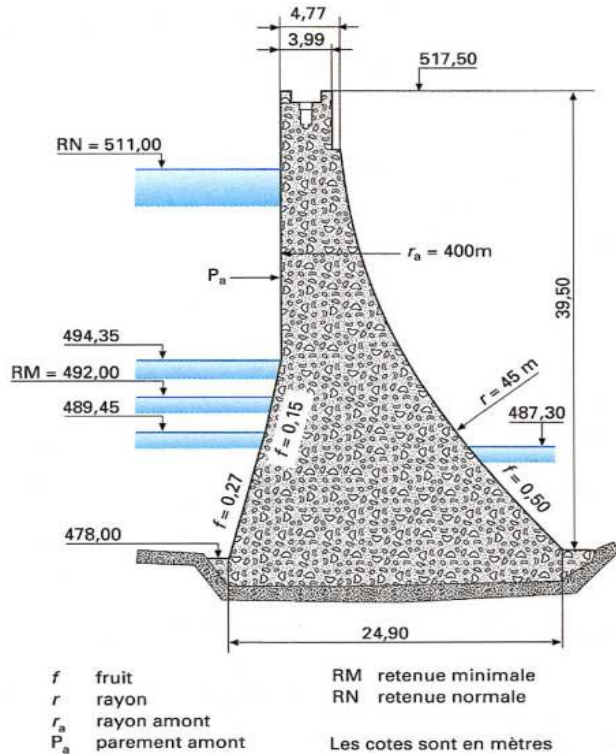


Figure 9 : Barrage de Ternay (France)
avant renforcement (Carrère, 1996)

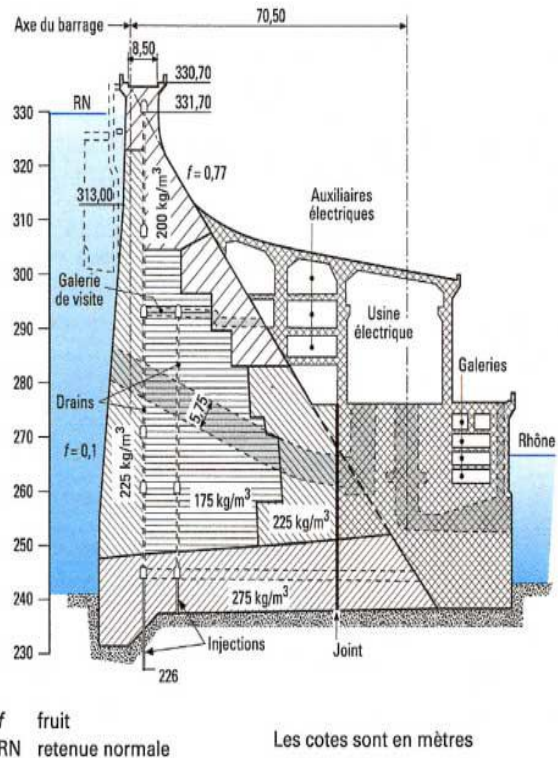


Figure 10 : Barrage poids de Génissiat (France)
(Carrère, 1996)

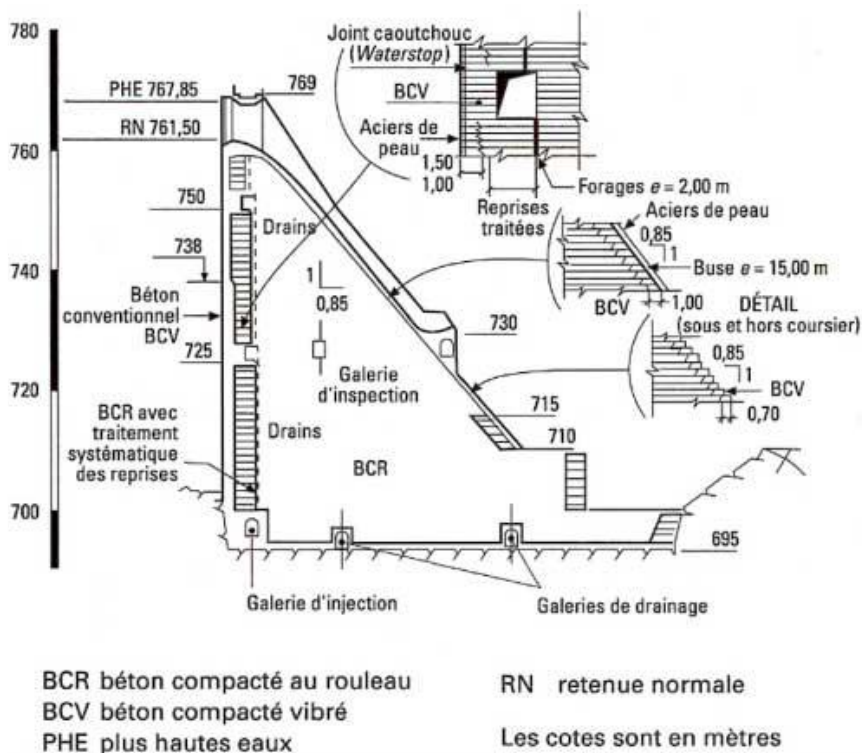


Figure 11 : Barrage poids BCR (Carrère, 1996)

Les barrages rigides sont des structures en béton. Les raisons pour lesquelles on choisit un barrage rigide sont généralement les suivantes (Degoutte, 1997) :

- une fondation rocheuse de bonne qualité ;
- évacuation 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** (Degoutte, 1997).

- 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).

2.2. MATERIAUX UTILISES EN CONSTRUCTION

2.2.1. 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. Il faut prêter attention à l'évolution de la maçonnerie qui constitue le corps de ces ouvrages : la perte de poids et d'étanchéité à la suite de la dissolution de la chaux de leurs mortiers est parfois significative. Dans la pire hypothèse, le parement amont et le corps lui-même deviennent

perméables, alors que le parement aval en bon état fait monter les pressions internes déstabilisatrices. Le remède et la surveillance en même temps consistent à étancher le parement amont, à créer des réseaux de drains dans la masse et dans la fondation, et enfin à suivre l'évolution de leurs débits (Bernard, 1975, Rolley et al., 1977).

2.2.2. 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. Les barrages en BCV sont pour cette raison construits par plots de dimensions horizontales courantes 15 x 15 mètres au carré 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 (Berga et al., 2003).

2.2.3. Béton compacté au 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 Monde 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 (Hsairi-N, 2018, Icold, 2020, Schleiss and Pougatsch, 2011).

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 (Hsairi-N, 2018, Icold, 2020, Schleiss and Pougatsch, 2011).

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**) (Hsairi-N, 2018, Icold, 2020, Schleiss and Pougatsch, 2011).

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 (Hsairi-N, 2018, Icold, 2020, Schleiss and Pougatsch, 2011).

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 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** (Hsairi-N, 2018, Icold, 2020, Schleiss and Pougatsch, 2011).

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 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 (Hsairi-N, 2018).

Une comparaison des dosages types des bétons de masse, de parement et ordinaire des autres parties (déversoirs, supports de vannes des évacuateurs, galeries, bâtiments des usines hydroélectriques etc...) est donnée dans le tableau 3 (Carrère, 1996, Maalel and Hafsia, 2012).

Tableau 4 : Dosage type du béton des ouvrages hydrauliques (Baron et al., 1992, Bellier, 1982).

Composants	Béton de masse (kg/m ³)	Béton de parement (kg/m ³)	Béton ordinaire (kg/m ³)
Ciment	250	300	300
Sable (0-2) mm	330	300	-
Sable (0-4) mm	170	150	800
Gravillons (12-25) mm	565	565	1800
Pierres (70-150) mm	1070	1070	-
Eau	150	155	160

La fabrication et la mise en place du béton au barrage comprend les étapes suivantes (Schleiss and Pougatsch, 2011) :

- extraction des agrégats (Carrières, cours d'eau, plages, ...) ;
- concassage, criblage et lavage des agrégats sur site ;
- fabrication des bétons : usine à béton comprenant essentiellement (Silos à agrégats + cuve à ciment + doseurs + trémie de remplissage + bétonnières + trémies à béton) ;
- mise en place des bétons (Blondins ou transporteurs à **1070** câbles, grues et pompes de bétonnage).

Le contrôle de la qualité des bétons est réalisé dans un laboratoire de chantier ; il comporte, en général, l'essai de rupture par compression d'échantillons en forme de cubes de **20x20 cm²** de côté, confectionnés spécialement ou de carottes cylindriques prélevées dans la masse de l'ouvrage.

2.3. STABILITE ET DIMENSIONNEMENT

2.3.1. Forces agissant sur un barrage poids - Sollicitations

b1- Sollicitations facilement calculables :

- poids propre ;
- poussée de l'eau externe au barrage et à sa fondation ;
- résultante de la réaction de la fondation. La répartition de cette réaction n'est pas facile à calculer.

b2- Sollicitations estimées sur la base d'hypothèses :

- sous-pressions (ou pressions interstitielles) ;
- poussée des glaces ;
- poussée des sédiments ;
- efforts engendrés par les séismes ;
- effets des vagues et des basculements du plan d'eau ;
- variations de la température et retraits ;
- la pression du vent.

Les sollicitations de la catégorie **b2** sont les plus difficilement calculables car elles dépendent de paramètres physiques difficiles à évaluer et sont souvent variables dans le temps (Lombardi, 1955, Schleiss and Pougatsch, 2011).

2.3.2. Combinaison des charges

La sécurité des ouvrages d'accumulation doit être assurée dans tous les cas de charges et d'exploitation prévisibles. L'ingénieur doit fixer les charges considérées et les combinaisons possibles de charges en fonction de type des barrages et de sa destination. Il faut rechercher, tout en restant réaliste, les combinaisons de charges les plus défavorables qui doivent être vérifiées.

La superposition de cas extrêmes doit être évitée (par exemple la simultanéité d'une crue et d'un séisme). Pour la combinaison des charges pour un ouvrage en exploitation, on distingue en générale les groupes suivants (Schleiss and Pougatsch, 2011) :

- Cas normal : il concerne les charges qui sollicitent régulièrement le barrage lors de l'exploitation normale. Il combine les effets du poids propre, de la poussée de l'eau, de la sous pression et les charges thermiques, auxquels peuvent s'ajouter, la poussée des sédiments, la poussée des glaces, etc,...
- Cas exceptionnel : il concerne les charges exceptionnelles qui peuvent survenir, mais pas nécessairement pendant la vie du barrage. Dans ce cas, de légers dégâts sont tolérés. Les cas de charges exceptionnels correspondent aux cas de charges normaux auxquels s'ajoutent selon le cas soit l'effet d'une crue, d'une avalanche, etc,...

- Cas extrême : il concerne les charges les plus défavorables que pourrait subir le barrage. Dans ce cas, des dégâts importants peuvent survenir sans toutefois mettre en péril l'ouvrage.

L'étude de stabilité consiste à évaluer la sécurité de l'ouvrage en béton vis-à-vis de trois conditions de stabilité (Degoutte, 1997) :

- 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 (Durand et al., 1999, Schleiss and Pougatsch, 2011).

Les différents niveaux d'eau à évaluer peuvent aller d'un barrage à retenue normale, barrage vide ou barrage au niveau des PHE (Marche, 2008).

La masse volumique prise pour le massif du barrage en béton peut aller de $2,4 \text{ t/m}^3$ pour le BCR ou le béton cyclopéen à $2,5 \text{ t/m}^3$ pour le BCV (De Nansouty et al., 1966, Durand et al., 1999, Schleiss and Pougatsch, 2011).

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 : elle est souvent difficile à estimer et sa valeur décroît 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.

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 ...) ;

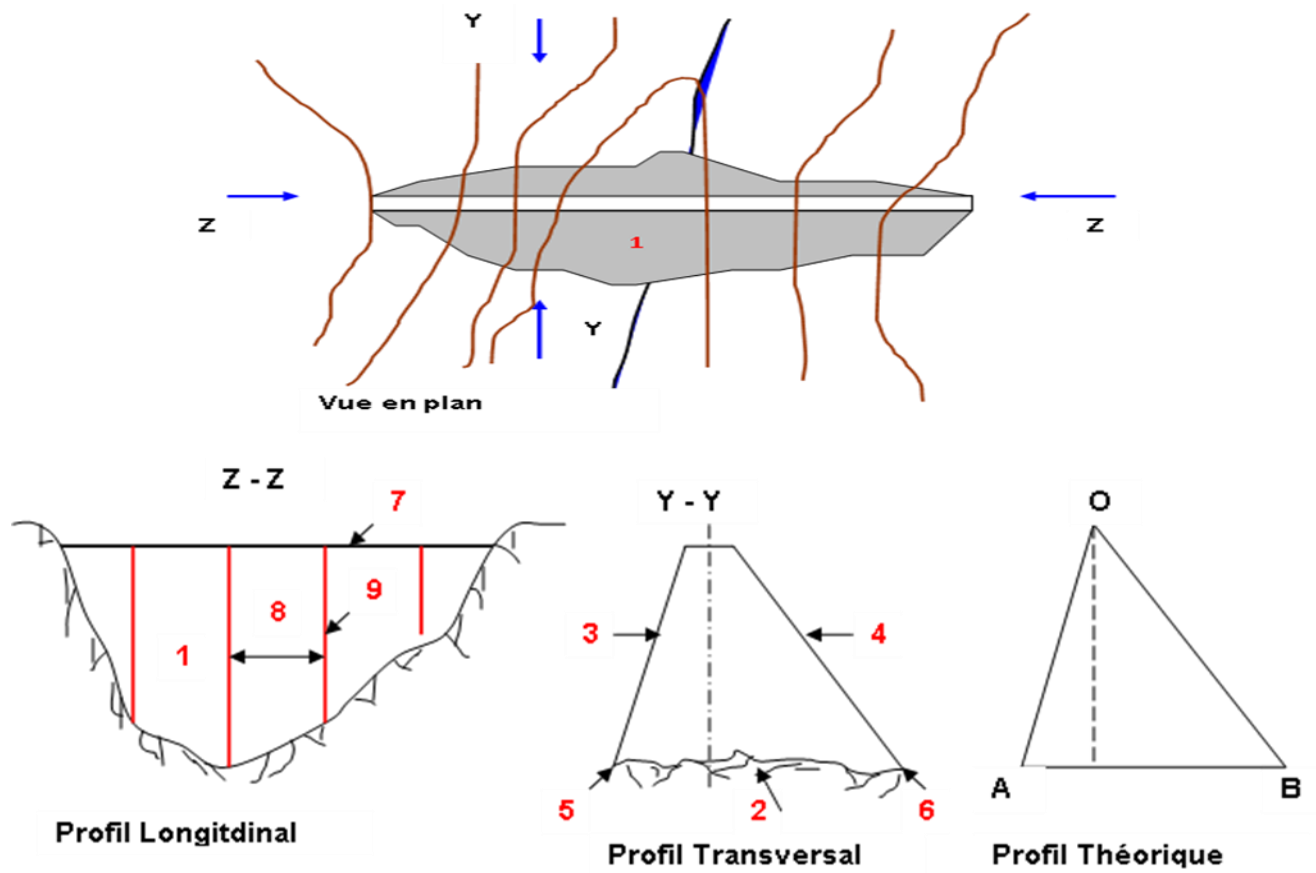
Notons que tous les calculs sont effectués par mètre de largeur.

2.3.3. Eléments composant un barrage poids

Le couronnement est la partie supérieure du barrage qui supporte une plateforme horizontale servant de chemin de service. L'épaisseur du couronnement est en fonction de la largeur donnée au chemin qui peut servir en même temps de route ouverte au public. Le couronnement dispose de trottoirs et de parapets.

Les plots sont des blocs verticaux indépendants les uns des autres, séparés par des joints de construction verticaux et étanches (**Figure 12**). Ces joints permettent les déformations dues aux variations de température et aux déformations du terrain (Royet, 2006, Schleiss and Pougatsch, 2011).

- Fruit : On appelle λ_l et λ fruit des parements amont et aval des tangentes des angles α_1 et α respectivement ;
- $\lambda + \lambda_l$: Le fruit total.



1 : Corps du barrage

3 : Parement amont

5 : Pied amont

2 : Surface d'appui

4 : Parement aval

6 : Pied aval

7 : Couronnement

8 : Plot

9 : Joint de construction permanent

$$\lambda_1 = \text{Tg } \alpha_1 = \frac{AC}{OC} = \frac{AC}{H} = \frac{x}{z}$$

$$\lambda = \text{Tg } \alpha = \frac{CB}{H}$$

$$(\lambda_1 + \lambda) = \text{Fruit total}$$

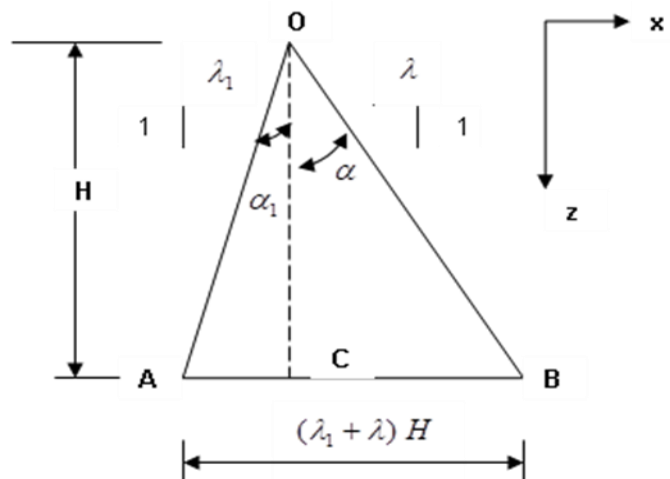


Figure 12 : Eléments composants un barrage poids (Schleiss and Pougatsch, 2011)

2.3.4. Calcul de stabilité

2.3.4.1. Les charges permanentes

Poids propre

Les essais au laboratoire fournissent les valeurs du poids spécifique du béton les plus adéquates compte tenu de la qualité des matériaux utilisés. Le poids spécifique dépend également de la compacité du béton et de la dimension maximale des agrégats. A titre indicatif les valeurs suivantes sont généralement admises (Schleiss and Pougatsch, 2011) :

- Maçonnerie 22 à 23 KN/m³
- Béton coulé 23 KN/m³
- Béton de masse, vibré 24 à 24,5 jusqu'à 25 KN/m³
- Béton armé 25 KN/m³

Exemple :

Pour un barrage poids à profil triangulaire dont le parement amont est vertical et le parement aval a une pente de **0,75**, pour une densité de béton **d = 2,4**, une hauteur du barrage **H₁ = 50 m**, **ρ = 1000 kg/m³** et pour une tranche d'épaisseur **e = 1 m**.

Calculer le poids propre du barrage ?

Solution :

$$P = d \rho g * 0,75/2 * H_1^2 = 2,4 * 1000 * 9,81 * 0,75 * (50)^2 * 1/2 = 2250 \text{ (t/ml)}$$

Forces d'ancrages

Les ancrages (tirants) permettent d'apporter des forces supplémentaires pour renforcer la stabilité de barrages existant si les critères usuels ne sont pas satisfaits. Ils sont également utilisés lors de la surélévation de barrages en béton (Schleiss and Pougatsch, 2011).

2.3.4.2. Les charges variables

Poussée de l'eau

La poussée de l'eau exerce une force perpendiculaire à la surface du parement du barrage. Le poids spécifique de l'eau non chargée est égal à 10 KN/m³ ; alors qu'une eau chargée de sédiments en suspension peut atteindre 11 KN/m³, voire plus (Le Delliou, 2003, Schleiss and Pougatsch, 2011).

Dans le cas normal, pour le calcul, on utilise le niveau normal de retenue. Si une crue est considérée, le niveau est celui atteint lors du passage de la crue de projet ou de la crue de sécurité (Figure 13).

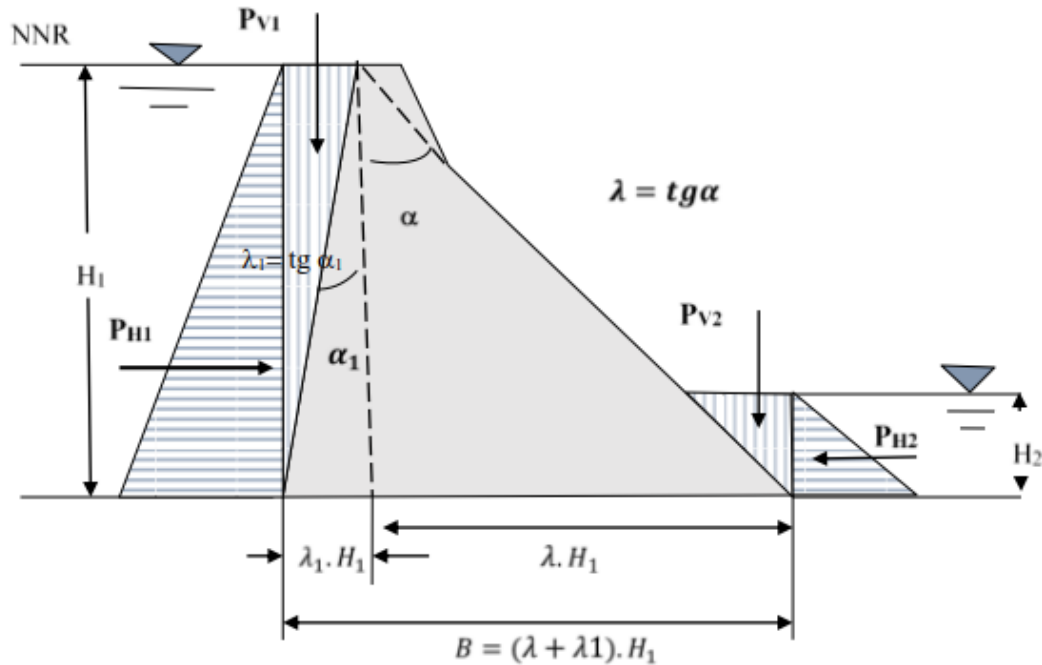


Figure 13 : Barrage-poids poussée de l'eau

Les valeurs des différentes poussées qui agissent au centre de gravité de leur surface représentative, sont :

- La poussée horizontale amont

$$P_{H1} = \frac{1}{2} \cdot \varpi \cdot H_1^2 \quad (2-1)$$

- La poussée verticale amont

$$P_{V1} = \frac{1}{2} \cdot \varpi \cdot \lambda_1 \cdot H_1^2 \quad (2-2)$$

- La poussée horizontale aval

$$P_{H2} = \frac{1}{2} \cdot \varpi \cdot H_2^2 \quad (2-3)$$

- La poussée verticale aval

$$P_{V2} = \frac{1}{2} \cdot \varpi \cdot \lambda_2 \cdot H_2^2 \quad (2-4)$$

Avec ϖ poids volumique de l'eau.

Poussée des sédiments

Des sédiments peuvent s'accumuler au pied amont d'un barrage et atteindre une épaisseur importante. Ils provoquent une poussée horizontale sur le parement amont qui s'ajoute à la poussée hydrostatique (**Figure 14**).

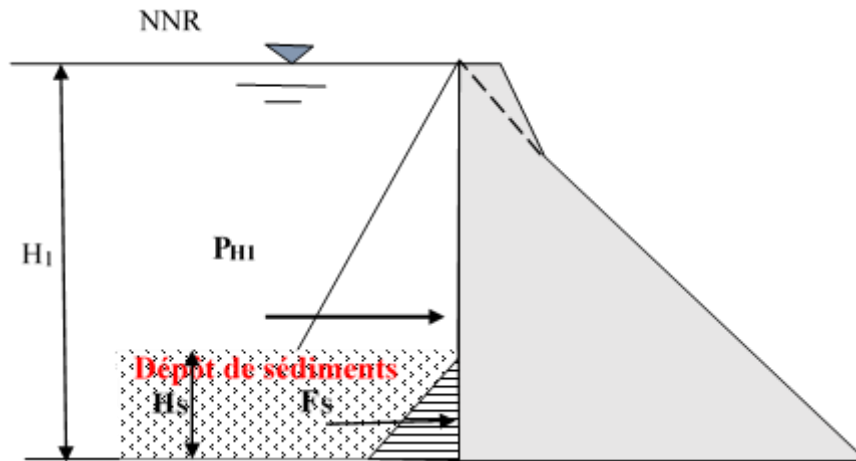


Figure 14: Poussée des sédiments

La poussée des sédiments, comme l'eau, a une répartition triangulaire. Elle s'exprime par :

$$F_S = \frac{1}{2} \cdot \gamma_i \cdot H_S^2 \cdot K \quad (2-5)$$

Avec :

K : Coefficient de poussée des terres :

- Fluide $\mathbf{K} = 1$
- Poussée au repos $\mathbf{K} = 1 - \sin\Phi$
- Poussée active $\mathbf{K} = (1 - \sin\Phi) / (1 + \sin\Phi)$
- Poussée passive $\mathbf{K} = (1 + \sin\Phi) / (1 - \sin\Phi)$

Et γ_i : Poids volumique des sédiments immergés en kN/m^3 ($\sim 10 \text{ kN/m}^3$)

$$\gamma_i = (\gamma_s - \varpi)(1 - p) \quad (2-6)$$

p : Volume des pores (0,32 à 0,38)

Φ : Angle de frottement interne des sédiments

Sous-pressions

La sous pression exerce une force hydrostatique importante active. Elle agit tant à l'intérieur d'un barrage en béton qu'en fondation. Elle est parfois difficile à évaluer, raison pour laquelle

il existe de nombreuses hypothèses quant à sa répartition, ce qui implique différentes valeurs possibles de son intensité.

Quel que soit la qualité du rocher de fondation, l'eau infiltrée va occuper des interstices en exerçant une pression sur les parois. Cette pression influence négativement la stabilité du barrage à la surface du contact béton-rocher. C'est pourquoi des travaux sont toujours entrepris afin de diminuer son influence par la mise en place d'un voile d'étanchéité (rideau d'injection) placé à l'amont du barrage et des forages drainants placés immédiatement à l'aval. Ceci permet d'introduire dans le calcul de la sous pression un coefficient de réduction « **m** ».

- **m** = 0,75 à 0,8 rocher sain et bien injecté
- **m** = 0,75 à 1,0 rocher de qualité moyenne, mais bien injecté
- **m** = 1,0 en cas de doute.

Etant donné l'incertitude sur la répartition finale des sous-pressions, plusieurs règles ou recommandation ont été établies et sont en application dans les différents pays. Les principales sont indiquées sur la (*Figure 15*) (Schleiss and Pougatsch, 2011).

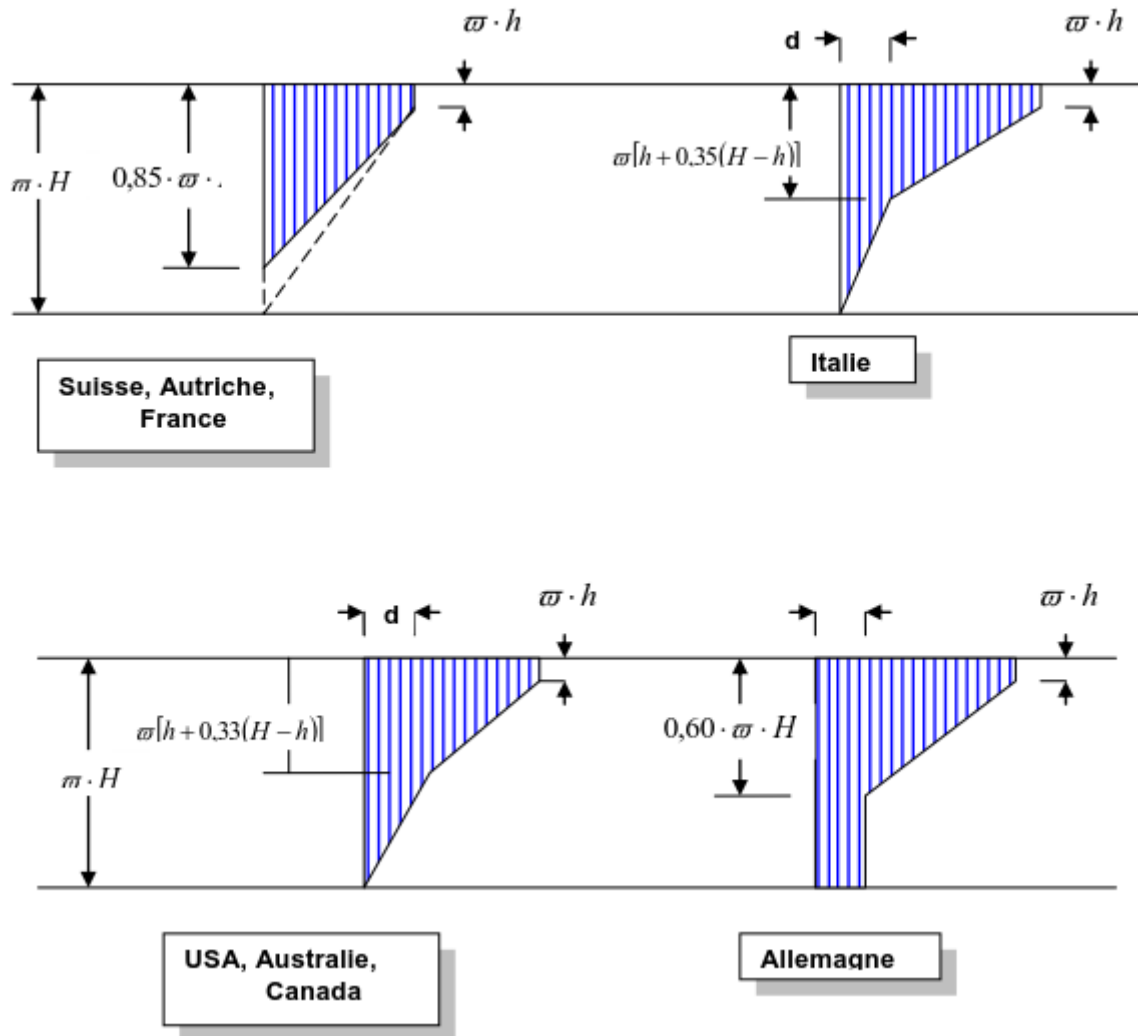


Figure 15 : Hypothèses admises pour la répartition de la sous-pression
(Schleiss and Pougatsch, 2011)

Distribution des sous-pressions selon l'USBR

L'effet des sous-pressions sera considéré comme agissant sur 100% de la base. Un gradient hydraulique entre le niveau supérieur amont et inférieur aval de la retenue se développe. La distribution des sous pressions le long de la base et dans la fondation dépend de l'efficacité des drains, de l'écran d'étanchéité ainsi que des particularités géologiques telles que la perméabilité, les fissures, les failles, les diaclases, etc...

Sans drains

Quand un système de drainage n'est pas prévu la répartition des sous pressions est linéaire et le calcul se fait selon la *figure 16*.

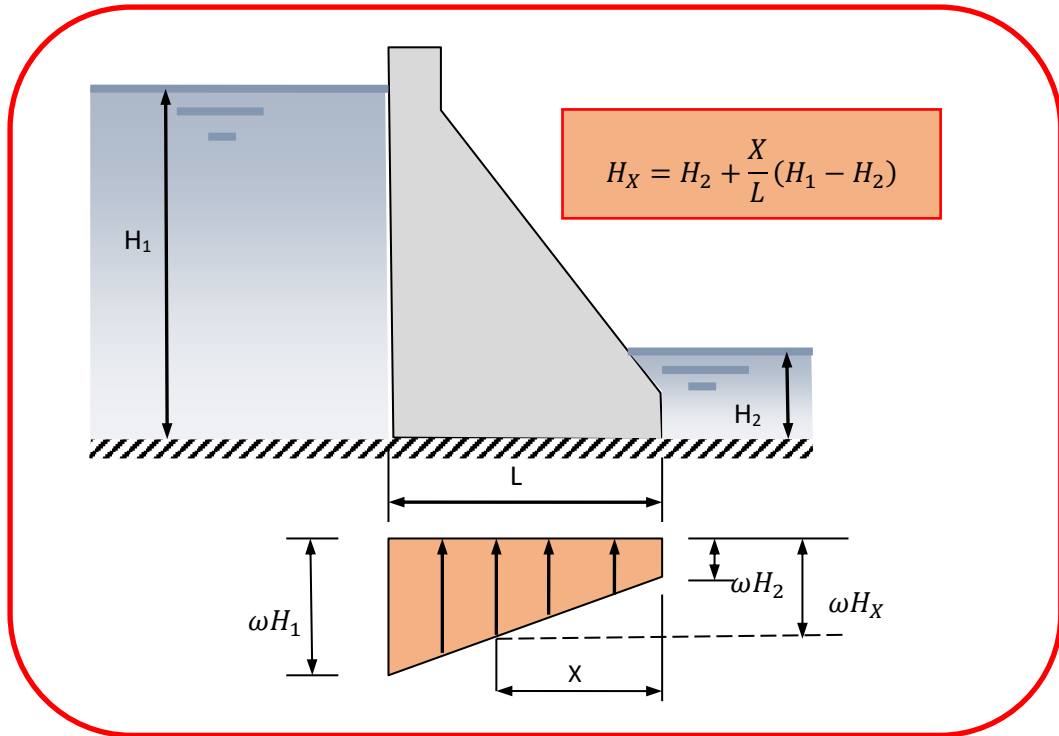


Figure 16 : Sans drains (Schleiss and Pougatsch, 2011)

Avec drains

Les sous-pressions à la base ou en dessous de la fondation peuvent être réduites par l'installation d'un système de drainage de fondation. L'efficacité du système de drainage dépendra de la profondeur, de la dimension et de l'espacement des drains, du genre de fondation et de la facilité avec laquelle peuvent être entretenus ces drains. Cette efficacité variera entre 25 et 50 %.

La valeur attribuée à l'efficacité du drain **E** est exprimée comme fraction décimale dans les équations de calcul des sous pressions.

Si les tests effectués sur le rideau d'étanchéité, le système de drainage de la fondation et les calculs du débit donnent satisfaction, l'efficacité du drain peut atteindre une valeur maximale de 67% pour les nouveaux barrages. Pour les barrages en exploitation la répartition des sous pression sera la suivante : Le long de la base, les sous-pressions varieront linéairement de la pression de charge non drainée en amont à la pression de charge non drainée en aval.

Sans fissuration

La (**Figure 17**) traitera du cas où la hauteur H_4 qui est la hauteur d'élévation de la galerie au-dessus de la base du barrage est supérieure au niveau d'eau à l'aval ($H_4 > H_2$) et du cas où ($H_4 < H_2$).

Quand la position des drains 'X_d' est inférieure à 5% de la hauteur d'eau amont H₁ la répartition des sous pression est linéaire est sera calculée à l'aide des formules de la *figure 18*.

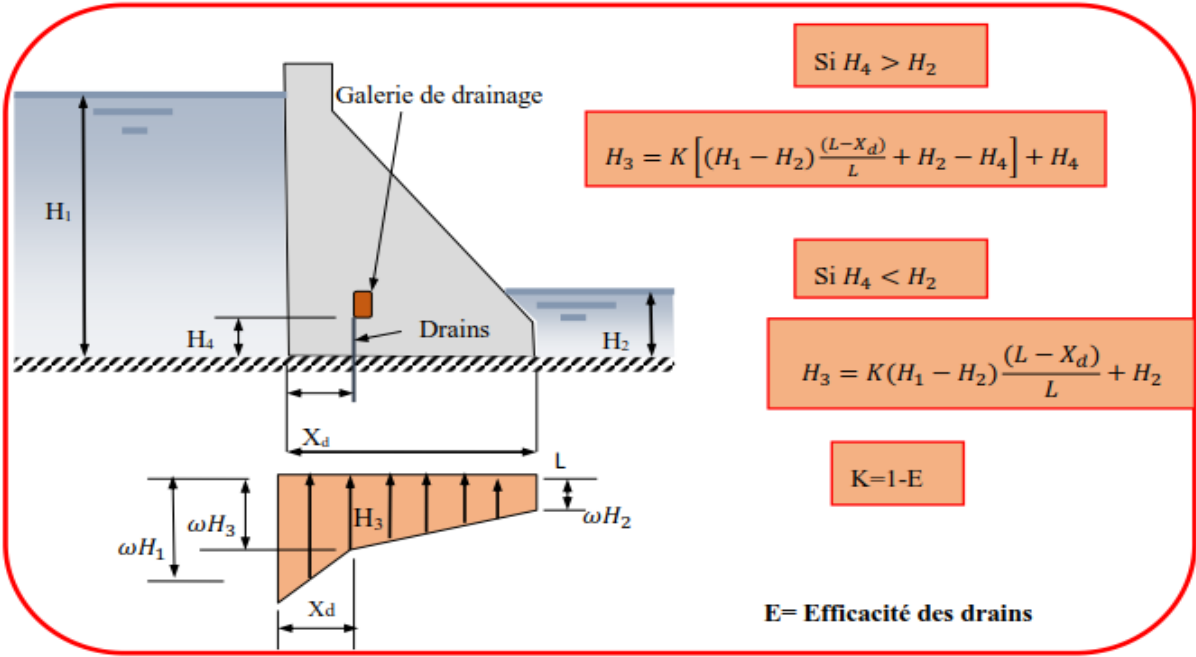


Figure 17 : Sans fissuration le cas où la hauteur du drain supérieur à la hauteur d'eau aval ($H_4 > H_2$) (Schleiss and Pougatsch, 2011)

Avec fissuration

En présence d'une fissure la répartition des sous-pressions est calculée à l'aide des *figures 19* et *20*.

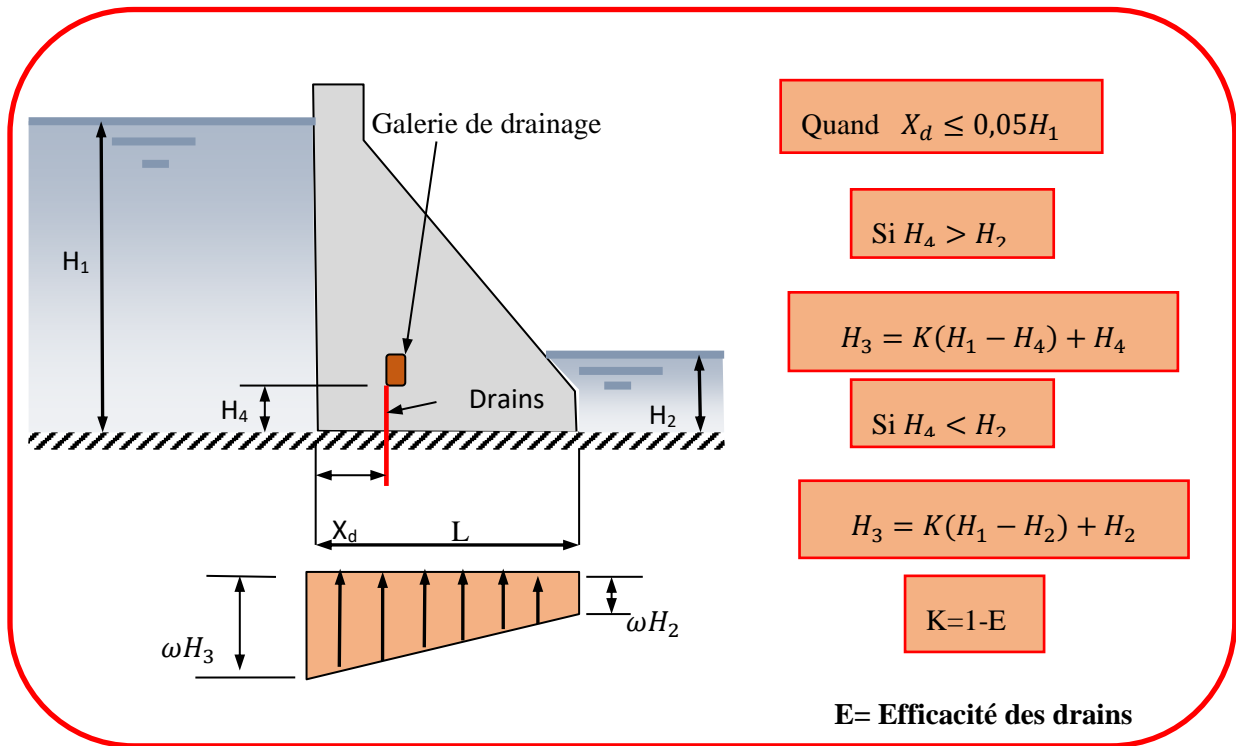


Figure 18 : La répartition des sous-pressions sans fissuration quand [$X_d \leq 0,05H_1$; $H_4 > H_2$] (Schleiss and Pougatsch, 2011)

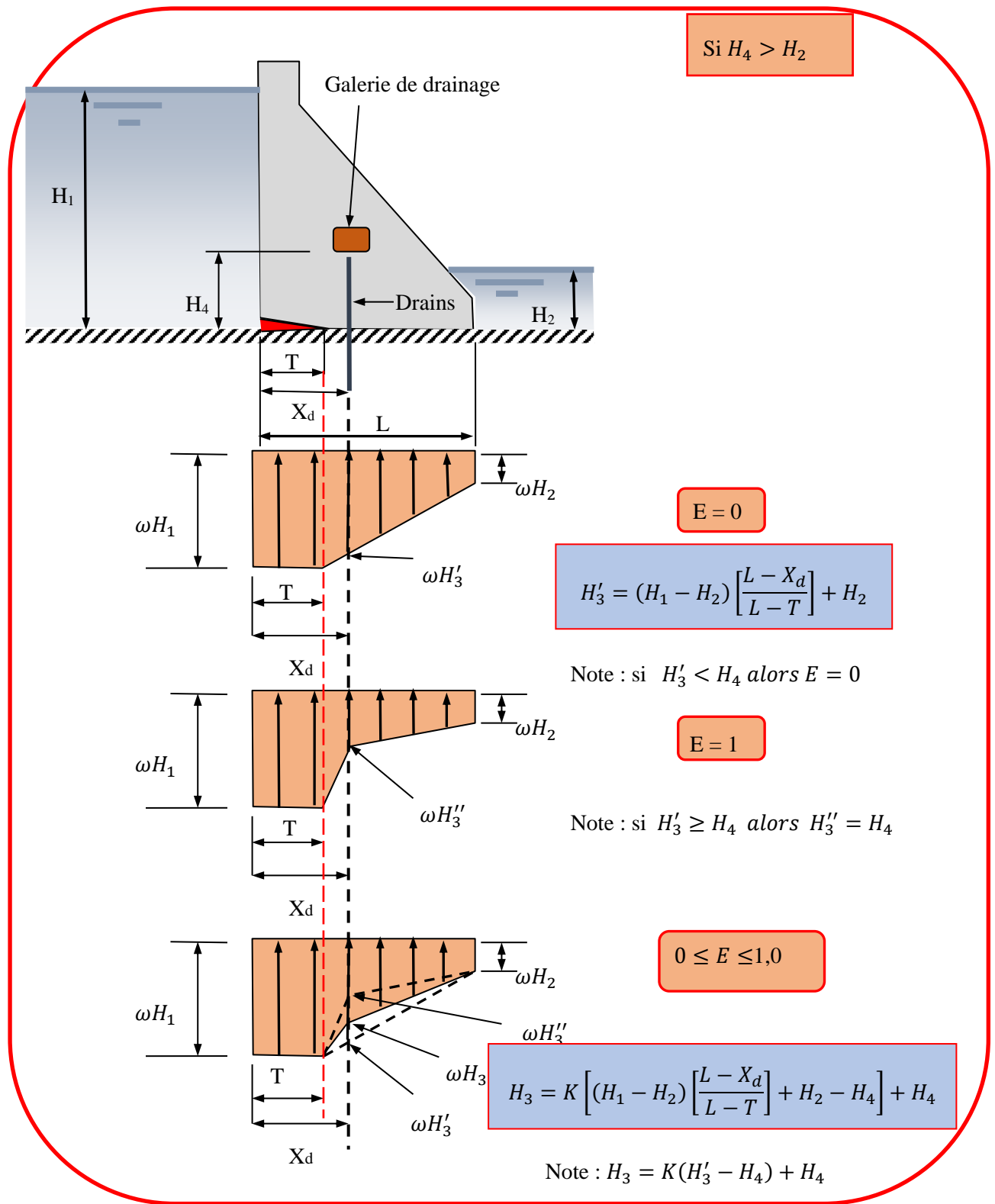


Figure 19 : La répartition des sous-pressions en présence d'une fissure (Schleiss and Pougatsch, 2011).

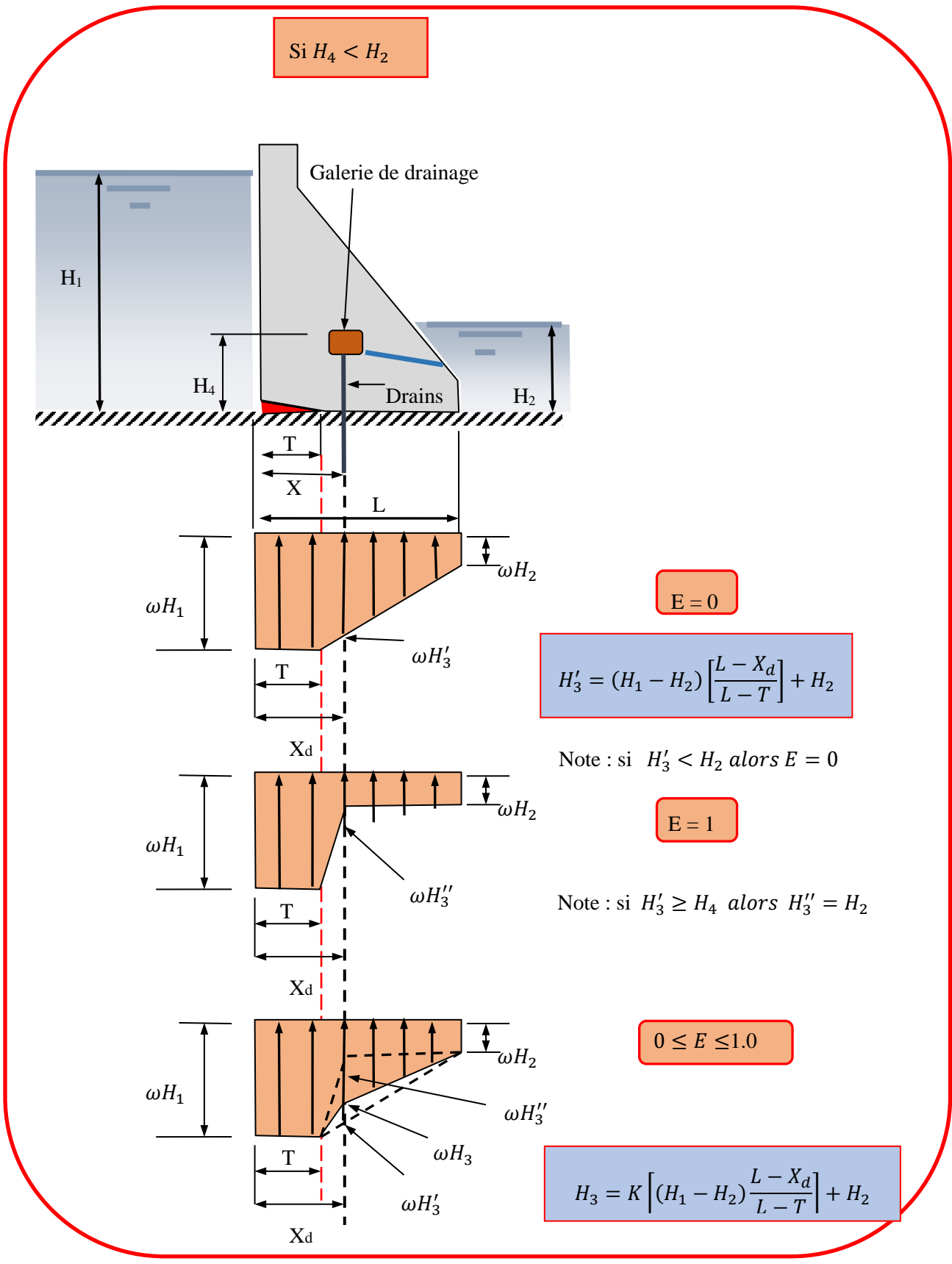


Figure 20 : La répartition des sous-pressions en présence d'une fissure Si $H_4 < H_2$
 (Schleiss and Pougatsch, 2011)

Quand la longueur de la fissure dépasse la position de la galerie la répartition de la sous-pression de la *figure 21* est appliquée.

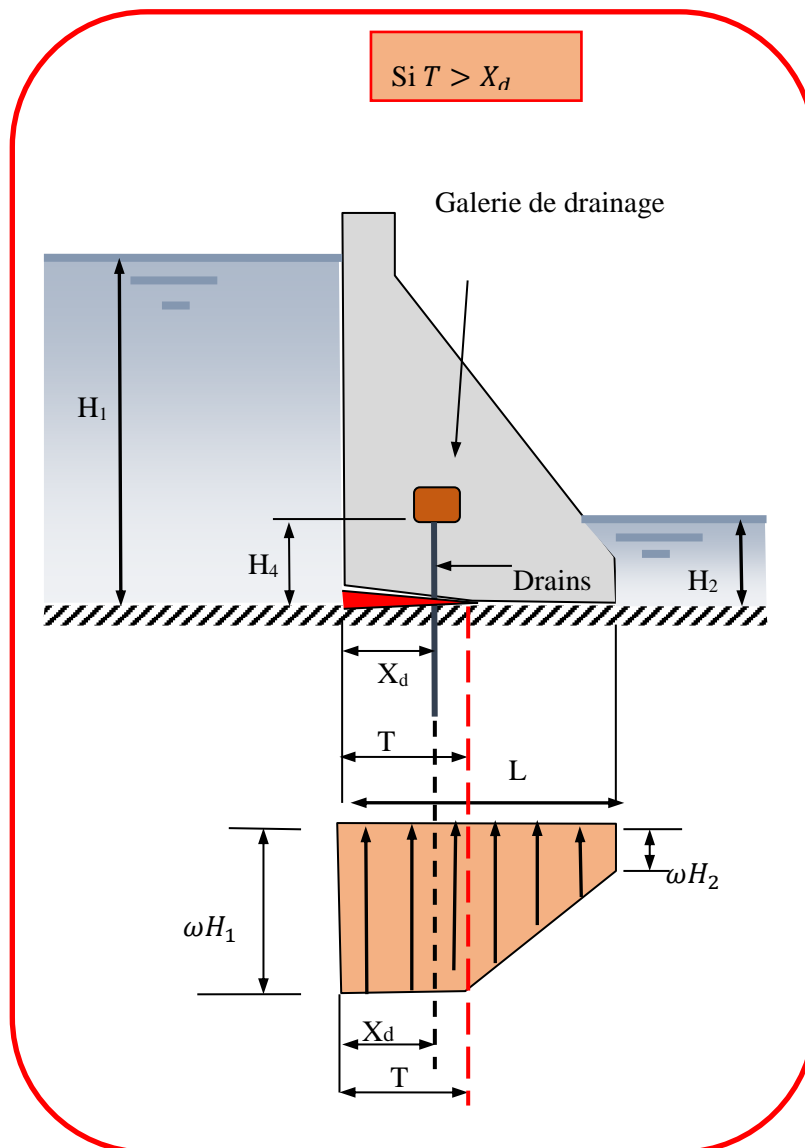


Figure 21 : La répartition des sous-pressions pour une fissure qui dépasse la position de la galerie (Schleiss and Pougatsch, 2011)

Température du béton

Dans un premier temps, la température consécutive à un dégagement de chaleur lors de la prise va s'ajouter à celle du béton frais. Quand le barrage a atteint son équilibre thermique, les variations de température sont dues aux échanges avec son environnement direct : insolation, température de l'eau et de l'air (Schleiss and Pougatsch, 2011).

a) Effet de température

L'augmentation de la température résulte d'un échauffement du béton par prise du ciment (Durand et al., 1999, Ginocchio and Viollet, 2012).

$$T_{noyau} = T_0 + \Delta T \quad (2-7)$$

T₀ : Température du béton frais

Δ T : Élévation de température adiabatique

$$T_0 = \frac{A \cdot T_A \cdot C_A + C \cdot T_C \cdot C_C + E \cdot T_E \cdot C_E}{A \cdot C_A + C \cdot C_C + E \cdot C_E} \quad (2-8)$$

A : Poids des agrégats [Kg]

T_A : Température des agrégats (°C)

C : Poids du ciment [Kg]

T_C : Température du ciment (°C)

E : Poids de l'eau [Kg]

T_E : Température de l'eau (°C)

C_A, C_C, C_E : Chaleurs spécifiques de l'agrégat, du ciment et de l'eau

$$C_A \approx C_C = 0,2 \quad [KJ/^\circ C \cdot Kg] \quad C_E = 1,0 \quad [KJ/^\circ C \cdot Kg]$$

Exemples :

En France $T_0 = (8 \text{ à } 15) \text{ }^\circ\text{C}$

Dans les pays arides $T_0 = (20 \text{ à } 40) \text{ }^\circ\text{C}$

$$\Delta T = \frac{W \cdot D}{\rho_B \cdot C_B} \quad (2-9)$$

Δ T : Élévation de température adiabatique du béton

W : Chaleur d'hydratation du ciment [Kj/Kg]

D : Dosage du ciment [Kg/m³]

ρ_B : Densité du béton [Kg/m³]

C_B : Chaleur spécifique du béton [KJ/°C.Kg]

Exemple :

$$\left. \begin{array}{l} W = 335 \text{ KJ / Kg} \\ D = 250 \text{ Kg / m}^3 \\ \rho_B = 2450 \text{ Kg / m}^3 \\ C_B = 0,84 \text{ KJ / }^\circ\text{C} \cdot \text{Kg} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta T = 40,7 \text{ }^\circ\text{C}$$

b) Mesures prises afin d'assurer le refroidissement du béton

1. refroidissement naturel,
2. refroidissement artificiel du béton pendant son durcissement,
 - système de refroidissement avec tuyaux métalliques en forme de serpentins noyés dans le béton.
3. refroidissement du béton frais (mesure complémentaire à 2),
 - agrégats : protéger de l'insolation, refroidir en coulant de l'eau froide par-dessus, souffler l'air froid à travers les agrégats,
 - eau : refroidir,
 - ciment : souffler de l'air froid dans les silos de stockage,
 - béton : refroidir pendant le transport
4. emploi de ciment à lent dégagement de chaleur.

2.3.4.3. Charges exceptionnelles

Crue

Les conditions d'évacuation doivent être vérifiées pour une crue de projet et une crue de sécurité. Pour fixer la sécurité en cas de crue, le niveau du plan d'eau pris en compte est celui qui résulte de l'hydrogramme des crues de projet et de sécurité conduisant à la surélévation maximale du plan d'eau (Ginocchio and Viollet, 2012, Degoutte, 1997, Schleiss and Pougatsch, 2011).

Séisme

Pour les régions réputées être sismiques, il faudra tenir compte de l'effet du tremblement de terre sur les barrages poids lors du calcul ; on remarquera que les calculs RDM supposent que les forces appliquées sont statiques, alors que celles dues au séisme sont dynamiques, de durée très courte et d'intensité très élevée. Pour en tenir compte dans les calculs, on leur substitue des forces équivalentes produisant des efforts dans le barrage de même ordre. Cette substitution aura pour inconvénient de faire calculer l'ouvrage pour des efforts supplémentaires d'apparences permanentes alors qu'elles sont passagères et de courte durée (Bellier, 1982).

Les séismes agissent de deux façons différentes :

- ✓ sur la masse du barrage,
- ✓ sur la masse d'eau.

Action sur la masse du barrage

La masse du barrage se comporte comme une console verticale élastique encastrée dans le sol qui sous l'effet d'une impulsion peut osciller. Elle possède une période de vibration propre.

$$T = \frac{H^2}{610 \cdot B} \quad (2-10)$$

H : hauteur du barrage

T : Période propre

B : Largeur à la base du barrage

Soit : $\gamma = a \cdot g$

$\alpha = a' \cdot g$

Avec :

γ : l'accélération horizontale du séisme

α : l'accélération verticale du séisme

a : Coefficient de sismicité (**a** = **0,10** pour un sol dur et **a** = **0,25 à 0,30** pour un sol alluvial)

α est souvent prise égale à $\gamma / 2$

La masse du barrage étant $m = \frac{G}{g}$, donc la force d'inertie s'ajoutant à la poussée P de l'eau est

$$F_h = a \cdot G \quad (2-11)$$

Lors du calcul de stabilité et des contraintes à réservoir plein, tout se passe comme si la poussée P est augmentée de la quantité $F_h = a \cdot G$

Action sur la masse d'eau

Par inertie, sous l'effet des secousses horizontales l'eau s'éloigne et se rapproche alternativement du barrage. Il en résulte une poussée supplémentaire sur la face amont de l'ouvrage. Sa loi de répartition n'est plus linéaire. Westergeaard a proposé la loi suivante (Varlet, 1966) :

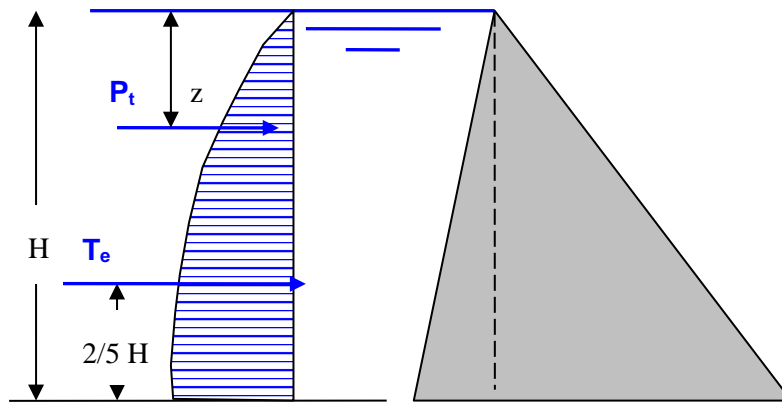


Figure 22 : Force hydrodynamique (Seghir, 1999)

$$P_t = \frac{2}{3} \cdot K \cdot a \cdot C_p \cdot \sqrt{H} \cdot z^{1,5} \quad (2-12)$$

$$C_p = 7,99 \cdot C_c \quad (2-13)$$

$$T_e = \frac{2}{3} \cdot K \cdot a \cdot C_p \cdot H^2 \quad (2-14)$$

Avec : **K** : Facteur de correction des pentes

a : Coefficient de sismicité

T : Période propre du barrage

C_p : Facteur dépendant principalement de la hauteur d'eau et de la période du séisme

C_c : Facteur de correction prenant en compte la compressibilité de l'eau

Sécurité en cas de séisme

- ✓ **contraintes** : une augmentation des compressions est acceptable ainsi que des tractions locales sur une petite partie de la section (Marche, 2008, Schleiss and Pougatsch, 2011).

$$\sigma_{traction} < 1 \div 2 \text{ N/mm}^2 \quad (2-15)$$

- ✓ **stabilité** : on tolère que la résultante de toutes les forces se déplace vers l'aval jusqu'à 1/6 de la semelle (Marche, 2008, Schleiss and Pougatsch, 2011)

$$S_g = (1,1 \text{ à } 1,2) \text{ au lieu de } 1,5 \quad (2-16)$$

La pression des glaces

Il doit être tenu compte de la poussée des glaces sur le parement amont des barrages situés dans les régions de très grand froid, notamment en très haute montagne. La glace surtout à la surface du lac exerce une très forte poussée en raison de l'augmentation relative de son volume (**9%**). On la considère comme une force horizontale, agissant au niveau de la surface d'eau. On l'apprécie en tonne par mètre linéaire de barrage (**70 t/ml à l'USA**) et (**10 t/ml en France**) (Mériaux and Peyras, 2009).

La poussée des vagues (Figure 22).

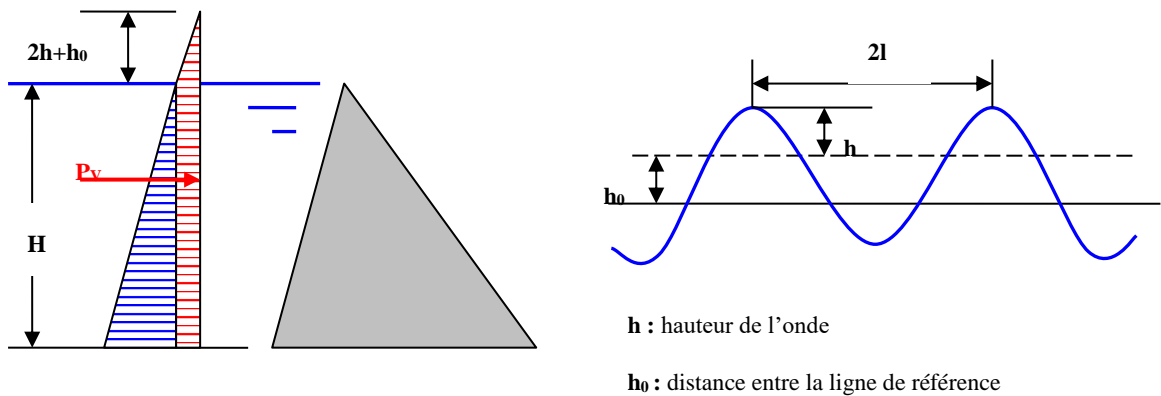


Figure 23 : La poussée des vagues (Mériaux and Peyras, 2009)

$h, \lambda = f(V, D)$: V , vitesse de l'onde et D le fetch

$$a = \frac{2h}{Ch \frac{2\pi H}{2\lambda}} \quad (2-17)$$

$$h_0 = \frac{\pi(2h)^2}{2\lambda} Cth \frac{2\pi H}{2\lambda} \quad (2-18)$$

$$P_v = \frac{1}{2} \varpi (H + 2h + h_0)(H + a) - \frac{1}{2} \varpi H^2 \quad (2-19)$$

2.3.5. SOLLICITATIONS

Trois principes fondamentaux régissent la statique des barrages-poids :

- le poids propre s'oppose à la poussée de l'eau par frottement résultant sur la fondation ;
- chaque plot est auto-stable
- le béton de barrage, non armé, ne supporte en principe aucune contrainte de traction, sous aucun cas de charge.

Ce système statique simple implique des conditions précises à la fondation : la fondation doit être rocheuse, son module de déformation élevé (peu déformable) et sa perméabilité faible (étanchéité).

Les forces principales entrant dans le calcul de stabilité et la détermination des contraintes sont le poids propre, les poussées de l'eau et des sédiments, la sous pression, et les sollicitations dynamiques résultant d'un séisme (Degoutte, 1997).

Pour la combinaison des charges, le cas de charge normal (*Type 1*) prend en compte les effets du poids propre \mathbf{G} , de la poussée de l'eau \mathbf{P} amont et éventuellement aval, de la sous-pression \mathbf{S} , des poussées éventuelles des sédiments \mathbf{F}_s , auxquels peuvent s'ajouter les charges thermiques. On considère le cas où le lac est vide et le cas où il est plein. Dans ce cas aucune traction dans le béton n'est admise et les contraintes de compression restent relativement modérées (2 à 8 MN/m²) (Bonnet, 1920).

Le cas de charges exceptionnel (*Type 2*) correspond au cas de charges normal auquel on ajoute l'effet soit de la crue de projet, soit l'effet d'une avalanche.

Le cas de charge exceptionnel (*Type 3*) correspond au cas de charges normal auquel on ajoute soit l'effet de la crue de sécurité, soit l'effet d'un séisme. On admettra dans ce cas, l'apparition de légères tractions dans le béton (la résultante des forces devant se situer par rapport à l'extrémité aval à une distance supérieure au 1/6 de la longueur de la base (Schleiss and Pougatsch, 2011).

Les contrôles essentiels portent sur :

- *la sécurité au renversement*
- *la sécurité au glissement*
- *la sécurité à la rupture*

Les deux premières se rapportent à la stabilité du barrage, la troisième vérifie que les contraintes dans l'ouvrage et en fondation sont compatibles avec les valeurs admissibles.

2.3.6. Etude de stabilité

Pour le calcul de stabilité de barrage on considère toujours une tranche verticale d'épaisseur égale à l'unité (**1 m**). Cette tranche se présentera comme une poutre prismatique verticale dont l'extrémité supérieure est libre, l'autre étant encastree dans le sol ; c'est donc une poutre verticale, on la reportera aux axes **Ox** et **Oz** situés dans le plan médian (De Nansouty et al., 1895) (**Figure 24**).

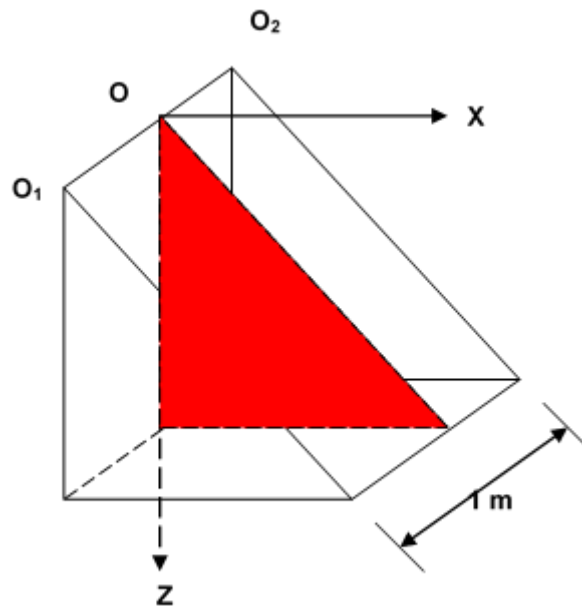


Figure 24 : Schéma simplifié de calcul de stabilité des barrages poids

2.3.6.1. Coefficient de sécurité 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 (Marche, 2004, Durand et al., 1999, Schleiss and Pougatsch, 2011):

$$S_R = \frac{\sum \text{des moments stabilisants}}{\sum \text{des moments destabilisants}} = \frac{\sum M_{st}}{\sum M_{ds}} \quad (2-20)$$

$\sum M_{st}$: somme des moments stabilisateurs

$\sum M_{ds}$: somme des moments déstabilisateurs

2.3.6.2. Stabilité au renversement

Pour le calcul de la stabilité au renversement on portera l'attention à une portion de barrage **OMN** de hauteur **z** et nous supposeront qu'une fissure horizontale sectionne le barrage de **M**

en N. On se ramènera ainsi à l'étude de l'équilibre d'un solide **OMN** reposant sur un autre **MNAB** (*Figure 25*) (Bourgin, 1948, Durand et al., 1999, Schleiss and Pougatsch, 2011, Varlet, 1966).

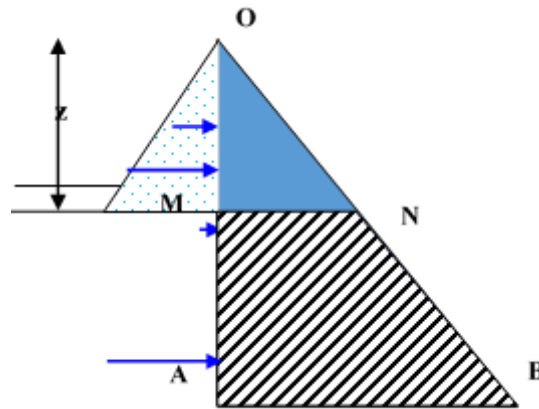


Figure 25 : Schéma simplifié pour le calcul de la stabilité au renversement

- **Poussée hydrostatique :**

C'est la résultante des pressions élémentaires s'exerçant le long de **OM**, suivant une loi linéaire :

$$P = \frac{\varpi \cdot z^2}{2} \quad (2- 21)$$

ϖ : Poids volumique de l'eau

- **Poids G de la portion OMN :**

Sachant que $MN = \lambda \cdot z$ et si $\gamma =$ Poids volumique du béton

$$G = \frac{\gamma \cdot \lambda \cdot z^2}{2} \quad (2- 22)$$

- **Sous pressions :**

On suppose que l'eau s'introduit dans la fissure **MN**. Soit **S** est la résultante des sous pressions élémentaires s'exerçant vers le haut entre **M** et **N**. Ces sous pressions suivent une loi de répartition plus ou moins complexe (De Nansouty et al., 1895, Ginocchio and Viollet, 2012, Pacoret, 1911, Schleiss and Pougatsch, 2011).

Ecran d'étanchéité : Les sous-pressions jouent un rôle important dans la stabilité des barrages. Pour réduire ces sous pressions, un écran d'étanchéité est réalisé à la base du parement amont (Schleiss and Pougatsch, 2011, Varlet, 1966).

a) Répartition uniforme

C'est le cas le plus défavorable d'une fissure nette le long de MN (*Figure 26*).

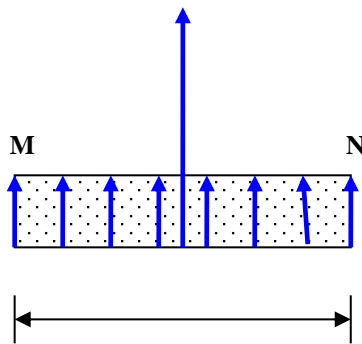


Figure 26 : Répartition uniforme des sous pressions

b) Répartition linéaire

En réalité des précautions sont prises pour éviter l'apparition de fissures franches et collecter les eaux d'infiltration sournaises par des drains. Il en résulte une répartition des sous pressions se rapprochant d'une ligne brisée M'DN.

On admet alors pour les calculs une répartition linéaire suivant M'N qui couvrirait en quelque sorte les courbes de répartition rencontrées en pratique (*Figure 27*).

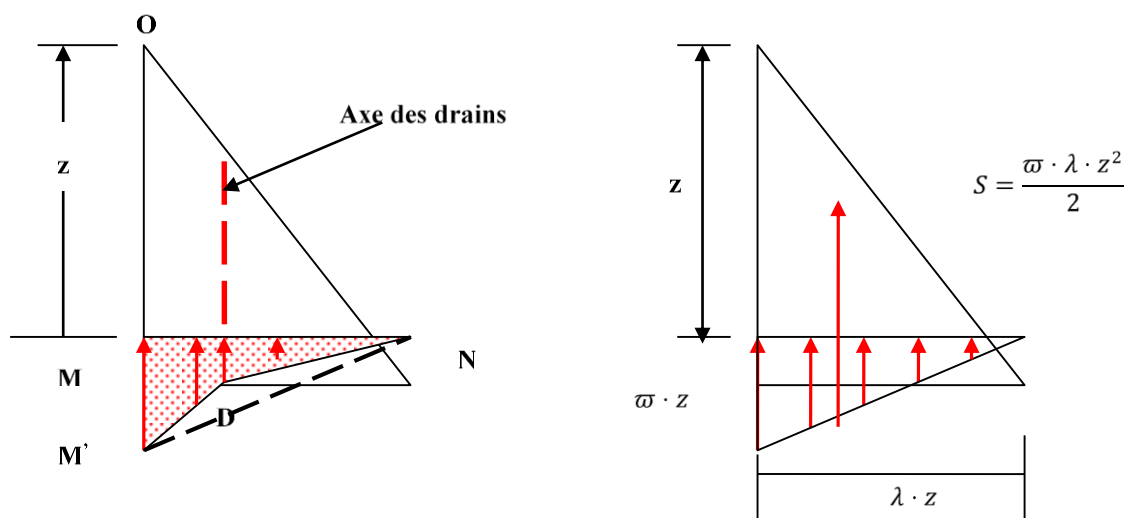


Figure 27: Répartition linéaire des sous pressions

c) **Pas de sous pressions**

C'est le cas idéal $S = 0$

Pour ces différents cas examinons l'équilibre du solide **OMN** en calculant les moments des forces par rapport à l'arrêt de renversement probable **N** (*Tableau 5*).

Tableau 5: Intensités des forces agissant sur le barrage et les moments de renversement (Polytechnique, 1957)

Forces		Intensité	Bras de	Moments de renversement	
	Poussée P	$\frac{\varpi \cdot z^2}{2}$	$\frac{z}{3}$	$-\frac{\varpi \cdot z^3}{6}$	$\frac{z^3}{3}(\gamma \cdot \lambda^2 - \frac{\varpi}{2})$
	Poids G	$\frac{\gamma \cdot \lambda \cdot z^2}{2}$	$\frac{2}{3} \lambda \cdot z$	$\frac{\gamma \cdot \lambda^2 \cdot z^3}{3}$	
Sous pressions	nulles	0	0	0	$\frac{z^3}{3}(\gamma \cdot \lambda^2 - \frac{\varpi}{2})$
	linéaires	$\frac{\varpi \cdot \lambda \cdot z^2}{2}$	$\frac{2 \cdot \lambda \cdot z}{3}$	$-\frac{\varpi \cdot \lambda^2 \cdot z^3}{3}$	$\frac{z^3}{3} \left[\lambda^2 (\lambda - \varpi) - \frac{\varpi}{2} \right]$
	maximales	$\varpi \cdot \lambda \cdot z^2$	$\frac{\lambda \cdot z}{2}$	$-\frac{\varpi \cdot \lambda^2 \cdot z^3}{2}$	$\frac{z^3}{3} \left[\lambda^2 \left(\lambda - \frac{3\varpi}{2} \right) - \frac{\varpi}{2} \right]$

Pour qu'il ait équilibre il faut que les moments de la dernière colonne soit positifs.

2.3.6.2.1. *Position de la résultante*

La position de la résultante des forces est donnée par :

$$L_R = \frac{\sum M/av}{\sum V} \quad (2- 23)$$

$\sum M/av$: Somme des moments des forces par rapport à pied aval du joint considéré

$\sum V$: Somme des forces verticales

De même, on dira que la stabilité au renversement du barrage est assurée si (De Nansouty et al., 1895, Durand et al., 1999, Schleiss and Pougatsch, 2011) :

- ❖ $Sr \geq 1.5$ pour les combinaisons de charge fondamentales.
- ❖ $Sr \geq 1.1$ pour les combinaisons de charge accidentelles et extrêmes.

2.3.6.3. 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. Pour le calcul de la stabilité au glissement la loi Coulomb des corps indéformables (**Figure 28**) s'écrit (Vierendeel, 1907, armé et al., 1991, Dams, 2005, Schleiss and Pougatsch, 2011):

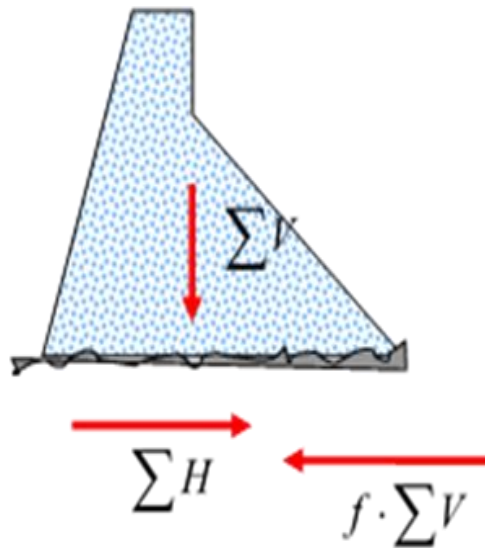


Figure 28 : Corps indéformable : loi de coulomb

$$S_g \leq \frac{f \cdot \sum V}{\sum H} \quad (2- 24)$$

Où S_g : Coefficient de sécurité au glissement

$f = \text{tg} \varphi$: Coefficient de frottement

$\sum V$ et $\sum H$: Somme des forces verticales et horizontales respectivement.

Ou plus généralement :

$$S_g \leq \frac{f \cdot \sum V + c \cdot A}{\sum H} \quad (2- 25)$$

Avec :

c : Cohésion

A : Surface en compression

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

$$\tau = C.S + N.tg \varphi \quad (2- 26)$$

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 **Tableau 6** donne diverses valeurs de l'angle de frottement **tan Φ** résultant d'essais.

Tableau 6 : Valeurs indicatives de l'angle de frottement (Berthaud et al., 2018, Icold, 2020, Schleiss and Pougatsch, 2011)

Type de contact	Type de rocher	Tan Φ
Béton-Rocher	Calcaire	0.8 – 1.3
	Gneiss sain (décomposé)	1.7 (0.5)
	Granite sain (décomposé)	1.5 (1.0)
	Grès	1.0 – 1.3
	Schiste	1.0 – 1.6
Rocher-Rocher	Calcaire	0.4 – 0.8
	Gneiss fissuré	1.0
	Granite	0.8 – 1.9
	Grès	1.7

Le **Tableau 7** donne les valeurs du coefficient de sécurité au glissement.

Tableau 7: valeurs du coefficient de sécurité au glissement (Durand et al., 1999, Schleiss and Pougatsch, 2011)

Cas de charge	Facteur sécurité (seule la friction résiste)	Facteur de sécurité au glissement (friction et cohésion résistent)	
		Avec tests	Sans tests
<i>Normal</i>	$\geq 1,50$	$\geq 2,00$	$\geq 3,00$
<i>Exceptionnel</i>	$\geq 1,10$	$\geq 1,10$	$\geq 1,30$

2.3.6.4. Stabilité au soulèvement

Le facteur de sécurité au soulèvement est donné par (Degoutte, 1997, Schleiss and Pougatsch, 2011):

$$S_s \leq \frac{\sum \bar{V}}{S} \quad (2- 27)$$

$\sum \bar{V}$: Somme des forces verticales sans la sous pression

S : La sous pression

2.3.6.5. 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 (Delliou, 2003).

Le calcul de ces contraintes se fait à l'aide de la formule de la résistance des matériaux suivante (Tallec, 2009, Bourgin, 1948, Schleiss and Pougatsch, 2011) :

$$\sigma_y = \frac{N}{S} \pm \frac{M.Y}{I} \quad (2- 28)$$

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 (Bourgin, 1948, Schleiss and Pougatsch, 2011):

$$\sigma_{am} = \frac{N}{b} \left(1 - \frac{6e}{b} \right) \quad (2- 29)$$

Avec :

b : la longueur de contact de la section S

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

- Pour le pied aval (Bourgin, 1948, Schleiss and Pougatsch, 2011):

$$\sigma_{av} = \frac{N}{b} \left(1 + \frac{6e}{b} \right) \quad (2-30)$$

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.

2.3.7. Sécurité à la rupture

Lors du calcul des contraintes effectives et de la longueur de fissuration, l'effet des sous pressions se doit d'être considéré. Le calcul de contraintes se fait à l'aide de la méthode dite de gravité. La force induite par les pressions de soulèvement peut être incluse de deux façons (Mary and Angoulvent, 1965).

La première approche consiste à considérer les sous-pressions comme une force externe agissant sur la surface du joint. Les contraintes normales seront ici calculées à l'aide de la théorie de poutre selon laquelle toutes les forces agissant sur un corps libre sont prises en considération, ce qui inclue la résultante de la pression de soulèvement (Bellier and Angoulvent, 1982). En présence d'un système de drainage, les contraintes normales efficaces sont représentées selon une distribution linéaire le long du joint et ce même en considérant le fait que les sous-pressions adoptent une distribution non-linéaire le long de ce même joint (Degoutte, 1997). La contrainte effective de tension à l'amorce de la fissure est comparée à la force admissible de tension pour initier et propager la fissure (Distribution (A) **Figure 29**). La distribution (A) est la plus répandue et sera celle utilisée pour le modèle élaboré dans l'exemple type de l'évaluation de la stabilité qui sera décrit un peu plus loin (Degoutte, 1997).

Dans ce cas-ci, la contrainte normale se calcule comme suit (Degoutte, 1997, Le Delliou, 2003, Schleiss and Pougatsch, 2011):

$$\sigma = \frac{\Sigma V}{B} \mp \frac{\Sigma M}{W} \quad (2-31)$$

$$W = \frac{I}{h} \quad (2-32)$$

I : Le moment d'inertie du segment non fissuré.

h : L'abscisse de la position du point par rapport au pied amont du barrage

La deuxième approche préconise l'idée selon laquelle on a considéré les sous-pressions comme une force interne le long du joint. Le calcul des contraintes normales s'effectue donc en

considérant toutes les forces agissant sur le corps libre à l'exception de celles engendrées par la pression de soulèvement. Une fois les contraintes totales calculées, elles sont additionnées aux sous-pressions le long du joint. Les contraintes effectives sont donc calculées en utilisant une distribution non-linéaire le long du joint lorsqu'il y a présence d'un système de drainage de la fondation (Distribution B, **Figure 29**). Pour ce cas moins utilisé, la contrainte normale se calcule comme suit (Degoutte, 1997, Schleiss and Pougatsch, 2011):

$$\sigma = \frac{\sum \bar{V}}{A} \mp \frac{\sum \bar{M}_c}{I} + u \quad (2-33)$$

$\sum \bar{V}$: est la somme des forces verticales excluant la pression de soulèvement.

$\sum \bar{M}_c$: Le moment de toutes les forces (excluant la pression de soulèvement) autour du centre de gravité du segment non-fissuré.

u : la pression de soulèvement à l'endroit considéré.

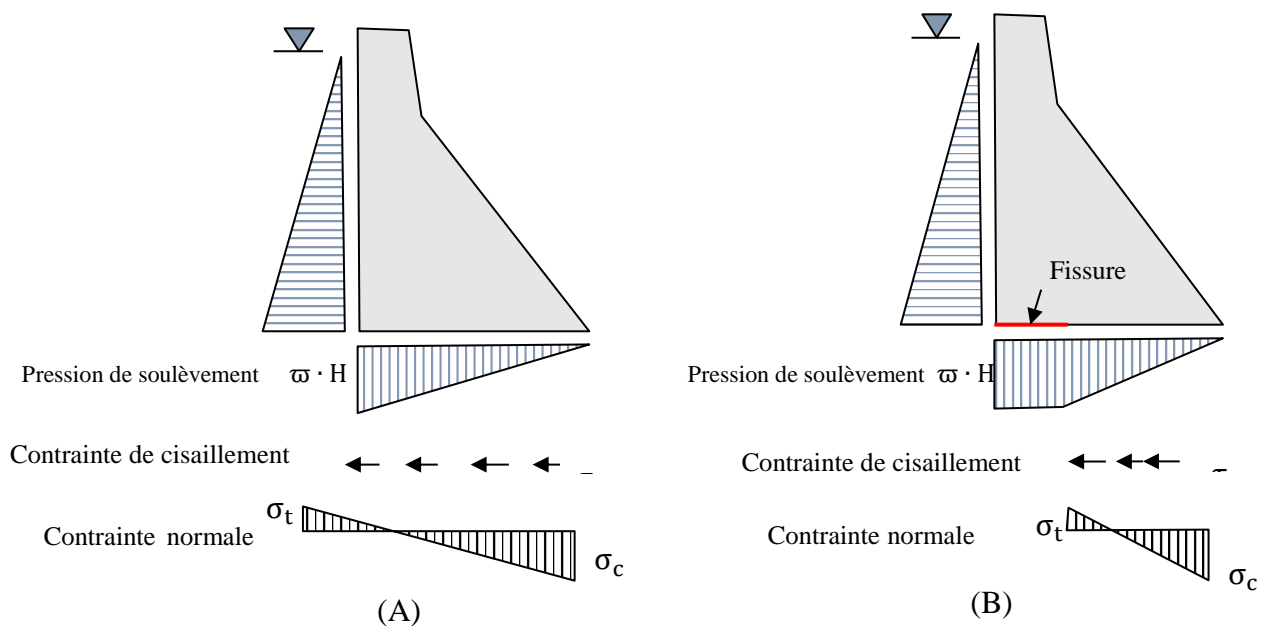


Figure 29 : Répartition des contraintes et pression de soulèvement sur une section de barrage intacte et fissurée (Degoutte, 1997)

2.3.8. Calcul de la stabilité élastique « 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, ces conditions ne sont pas vérifiées et l'expérience montre que le surcote engendré par l'augmentation du volume du barrage pour vérifier ces conditions n'est pas justifié par le faible gain en sécurité obtenu (Library and Clark, 1936).

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 (σ_{am}/P_{am}) doit être supérieur à 1 mais en pratique pour assurer la stabilité interne au niveau du parement amont, il suffit que (σ_{am}/P_{am}) soit supérieur à θ_b qui est une caractéristique du béton de l'ordre de 0.75.

On aura enfin :

$$\sigma_{av} = \frac{\varpi \cdot z}{\lambda_2} \quad et \quad \sigma_{am} = z \left(\gamma - \frac{\varpi}{\lambda^2} \right) \quad (2-34)$$

Remarque 1 : Ces contraintes sont pour le lac plein. Pour avoir les contraintes dans le cas où le réservoir est vide il suffit de faire dans les formules précédentes $\varpi = 0$ (**Tableau 8**).

Tableau 8 : Les contraintes amont et aval

Contraintes	Réservoir	
	Plein	Vide
<i>Aval</i>	$z \cdot \frac{\varpi}{\lambda^2}$	0
<i>Amont</i>	$z \cdot \left(\gamma - \frac{\varpi}{\lambda^2} \right)$	$z \cdot \gamma$

Conclusion : les contraintes sont proportionnelles à la profondeur **z**, c'est donc à la base du barrage qu'elles seront maximales.

Remarque : les contraintes ont été calculées sans prendre en compte les sous pressions. En les considérants celles-ci deviennent :

$$\sigma'_{av} = \frac{\varpi \cdot z}{\lambda^2} \quad \text{et} \quad \sigma'_{am} = z \left[\gamma - \varpi \left(\frac{1}{\lambda^2} + m \right) \right] \quad (2-35)$$

m : coefficient de réduction des sous pressions

2.5.7.1. Règle du tiers central

Dans ce qui a précédé nous avons trouvé des compressions, mais à réservoir plein la contrainte amont peut devenir une traction. Comme les maçonneries ont une charge de rupture très faible à la traction on s'efforcera par mesure de sécurité de ne jamais les faire travailler à la traction afin d'éviter toute fissuration.

Définition du tiers central

Soit **J** le centre de pression (point où la résultante **R** perce la section) et **u** l'excentricité de ce point (distance rapportée au centre de gravité **G**).

Glissons **R** le long de sa ligne d'action jusqu'à ce que son origine avec **J**. le lieu du point **J** quand **MN** varie de position s'appelle centre de pression.

On a :

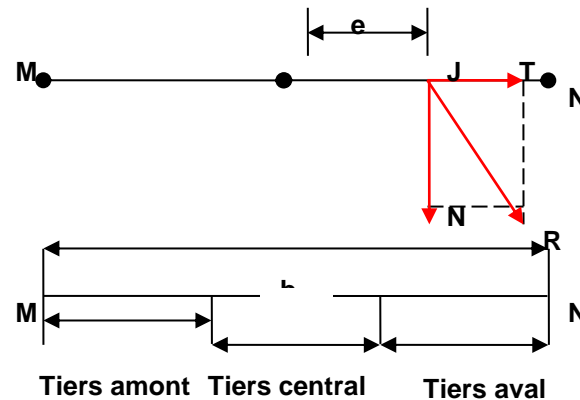


Figure 30 : Tiers central

Or la contrainte est positive partout si σ_{av} et σ_{am} le sont, c'est-à-dire :

$$-b/6 \leq e \leq +b/6 \quad (2-36)$$

Ce qui signifie que le point **J** doit rester dans *le tiers central de la section*.

2.3.9. Généralisation

Pour prédimensionner un barrage poids on doit assurer les deux conditions suivantes :

- Les contraintes verticales au pied amont pour l'hypothèse lac plein doivent être supérieures ou égales à zéro (condition du tiers central).
- La stabilité au glissement doit être assurée pour l'hypothèse lac plein.

Ces deux conditions s'écrivent :

$$(\sigma_{am})_{lac\ plein} = \frac{\sum V}{A} - \frac{\sum M}{w} \geq 0 \quad \text{avec} \quad w = \frac{I}{h} \quad \text{et} \quad A = \text{section} \quad (2-37)$$

Avec :

F_g = 1,5 à 2,0 sollicitations normales.

F_g = 1,1 à 1,2 sollicitations extraordinaires.

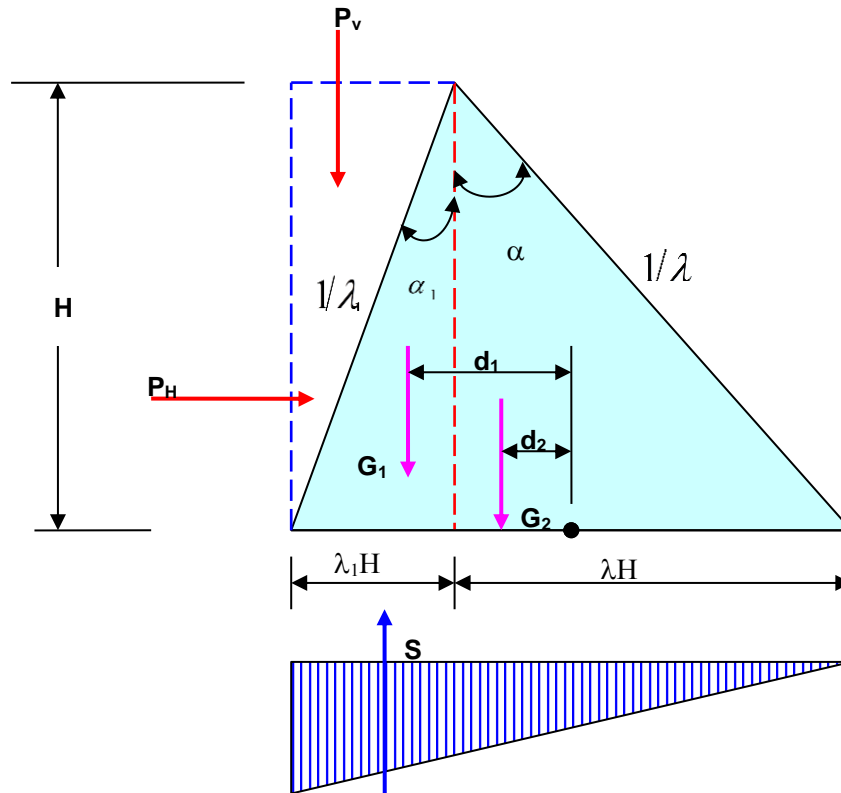


Figure 31 : Cas général d'un barrage poids à parois amont et aval inclinés

CHAPITRE 3 :

BARRAGES EN REMBLAI

CHAPITRE 3 : LES BARRAGES EN TERRE

3.1. CARACTERISTIQUES GENERALES

Les barrages en remblai sont des barrages constitués de matériaux meubles allant de l'argile fine à des éléments très grossiers (enrochements) ou même des roches altérées facilement compactées (Degoutte, 1997). L'utilisation d'un matériau ou d'un autre dépend de la disponibilité dans la zone d'emprunt. Ils regroupent plusieurs catégories en fonction de la méthode employée pour assurer l'étanchéité. Ce type d'ouvrage très ancien est le plus communément utilisé, il représente près de **70%** du parc mondial des barrages (Schleiss and Pougatsch, 2011, Degoutte and Royet, 1999). En Algérie plusieurs barrages sont construits en matériaux meubles, c'est le cas des barrages Hammam Bouhrara, Sidi abdelli, Cheffia, Guenitra, Beni Zid, Mexa, Zit El Emba, Fontaine des Gazelles, Deurdeur, Oued Cherf, Fom El Gueiss, Ghrib, Bakhadda, Beni Amrane, El Agrem...etc.

3.1.1. Terminologie

Les (*Figure 32 & Figure 33*) donnent la coupe schématique d'un barrage en remblai ainsi que les principaux termes utilisés pour caractériser les composantes de ce type de barrage. On notera surtout :

Noyau : C'est un organe réalisé souvent en matériau fin imperméable, il permet l'étanchéité des barrages zonés.

Crête : Elle facilite la circulation sur le barrage une fois terminée. Le niveau de la crête définit la hauteur maximale qu'atteint le barrage.

– **Revanche** : La revanche R est la différence de côte entre les Plus Hautes Eaux (PHE) correspondant à la crue de projet et la crête pour éviter la submersion du remblai par les vagues.

– **Recharge** : Elle est réalisée en matériau grossier et placée de part et d'autres du noyau. Elle est indispensable pour la fonction de stabilité du barrage.

– **Berme(Risberme)** : Elle permet la réalisation et la réparation des revêtements de talus, contribue à la stabilité des digues, réduit la vitesse des eaux de ruissèlement sur les surfaces des talus aval.

– **Drains** : Ce sont des organes de barrage réalisés en matériaux pulvérulent et drainants. Ils servent à contrôler et à orienter les infiltrations dans le corps du barrage. Ils peuvent être horizontaux, verticaux ou de pied.

- **Filtres** : Ce sont des dispositifs incorporés avec les drains. Ils sont réalisés en matériaux drainant et permettent d'éviter le colmatage des drains et l'érosion interne du massif.
- **Parement de protection** : C'est une couche mince placée sur les parements pour lutter contre l'action des vagues et de la pluie.
- **Tapis étanche** : Quand le fond du réservoir n'est pas très étanche, il est recommandé de le tapisser par un matériau imperméable permettant la diminution des fuites.
- **Ecran d'injection** : C'est généralement un coulis de ciment ou de résine injecté dans la base du barrage pour diminuer les fuites à travers le sol de fondation en colmatant les pores et les fissures.

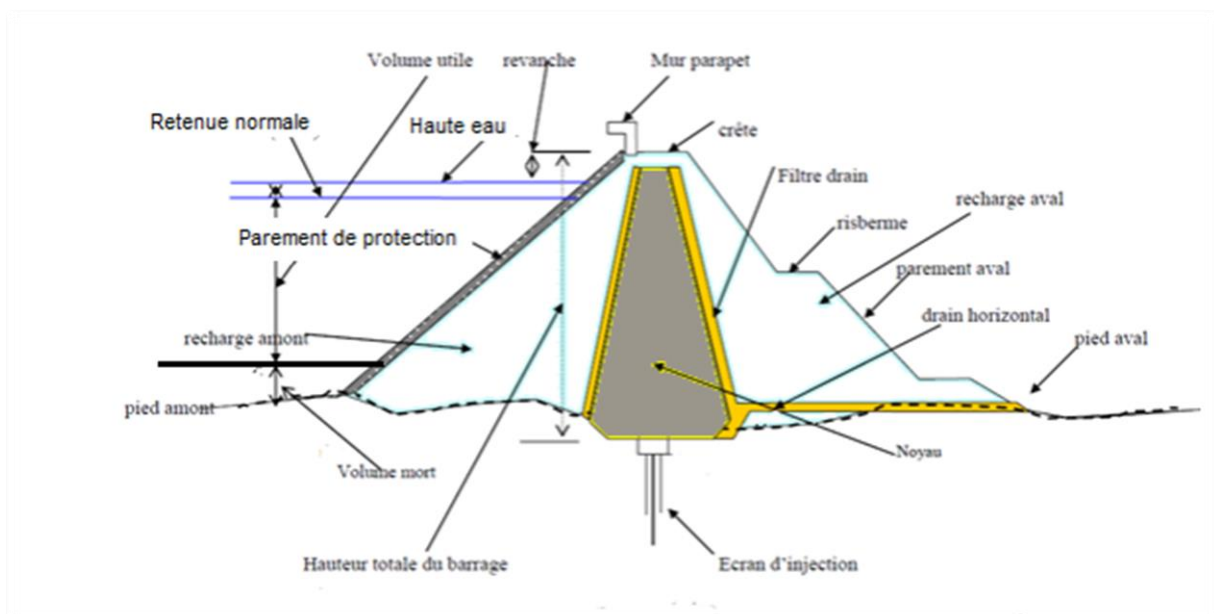


Figure 32 : Coupe schématique d'un barrage en remblai (Millogo Founémé, 2009).

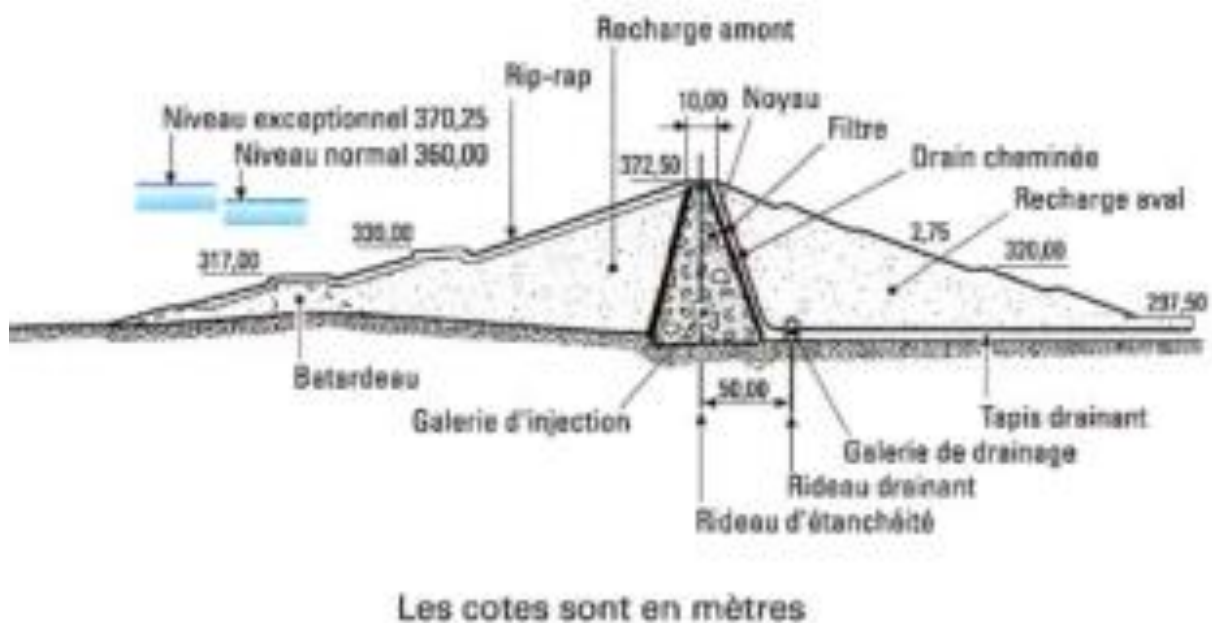


Figure 33 : Barrage en terre de Hamman Debagh (Algérie) (Carrère, 1996)

3.1.2. Classification des barrages en terre

Les barrages en remblai de terre ont la grande qualité de s'accommoder de fondations meubles qui seraient incapables de supporter un ouvrage en béton ; cela permet d'équiper les sites dont le fond de vallée est garni, éventuellement sur de fortes épaisseurs (**100 m** ou plus), d'alluvions ou de roches décomposées, déformables et plus ou moins perméables (Mary, 1965, Millogo Founémé, 2009, Varlet, 1966). En première approche, une bonne règle générale est que la fondation d'un barrage doit disposer des propriétés, naturelles ou obtenues par traitement, au moins équivalentes à celles du corps du barrage qu'elles doivent recevoir. Ils constituent donc une bonne solution lorsque des matériaux de qualité convenable sont disponibles à proximité immédiate. Leur défaut essentiel est une très grande vulnérabilité au déversement par-dessus leur crête, la ruine survenant très rapidement par érosion superficielle et interne de leur partie aval. Il convient donc de dimensionner très largement les organes de protection contre les crues qui leur sont associés, et d'être très prudents lorsqu'on n'est pas sûr des données hydrologiques en matière de crues (Degoutte, 1997, Réméniéras, 1980).

Toute la conception d'un barrage en terre vise à satisfaire, en ayant recours aux matériaux naturels disponibles à proximité (les seuls économiquement disponibles en très grande quantité), les conditions de stabilité qui dépendent fortement de deux aspects essentiels (Degoutte, 1997) :

- le contrôle des pressions interstitielles à l'intérieur du remblai, dont on sait qu'elles influent fortement sur la stabilité statique du remblai lui-même, dès la période de construction ;
- le contrôle des circulations d'eau à l'intérieur du remblai, où elles risquent de provoquer des érosions internes, peut-être encore plus dangereuses que les pressions, car les effets en sont souvent peu visibles jusqu'à la ruine.

Il est possible de concevoir et de construire des barrages en terre homogènes, c'est - à - dire constitués d'un seul matériau qui assure à la fois toutes les fonctions : étanchéité et stabilité. Quelques petits barrages sont construits ainsi et leur stabilité est correcte au prix de pentes douces de leurs parements ; toutefois, dès que la hauteur dépasse la cinquantaine de mètres, il apparaît à la fois plus économique et surtout plus sûr de constituer un remblai « zoné », à l'intérieur duquel les différents matériaux sont organisés de manière rationnelle en fonction de leurs propriétés de perméabilité et de résistance mécanique.

Les barrages en remblai de terre se classent :

3.1.2.1. Barrage en terre 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. Ce sont des barrages constitués d'un seul matériau qui garantit l'imperméabilité et la stabilité, accompagné de dispositifs de drainage contre la filtration (**Figure 34**) (Rodríguez and La Rosa, 2004). Le remblai est constitué de matériaux du type argile, argile sablonneuse, limons, sable limoneux, etc (Degoutte, 1997).

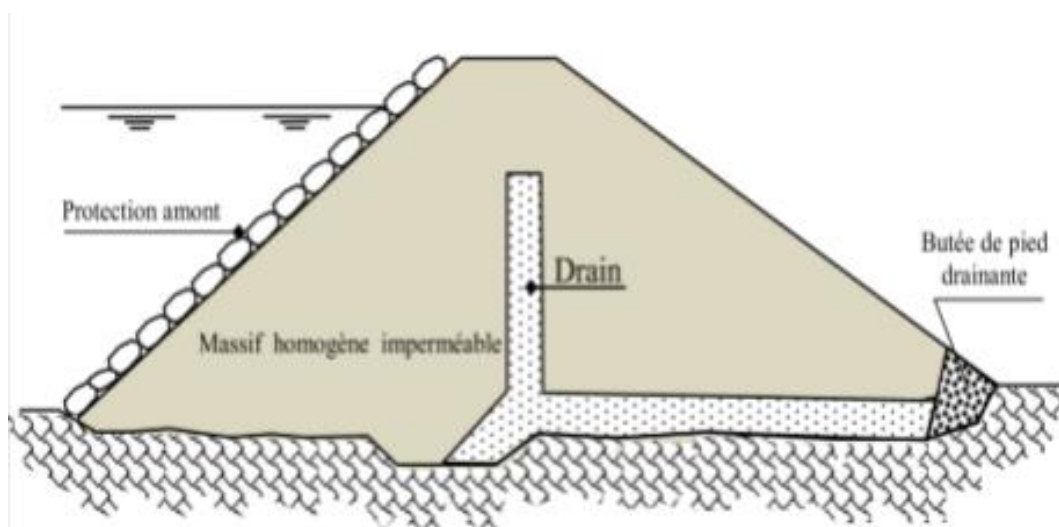


Figure 34 : Barrage en terre homogène (Delliou, 2003)

3.1.2.2. Barrage en terre hétérogène ou zoné.

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 ($< 10^{-7} m/s$) (Degoutte, 1997, Durand et al., 1999). Pour les filtres, ils doivent protéger le noyau, raison pour laquelle on doit satisfaire les deux conditions de Terzaghi (Bonnet, 1920, Degoutte, 1997):

- La première condition de Terzaghi est dite de perméabilité :

$$D_{15, \text{Filtre}} > 5 D_{15, \text{Noyau}} \quad (3-1)$$

- Quant à la 2ème, elle est dite de rétention :

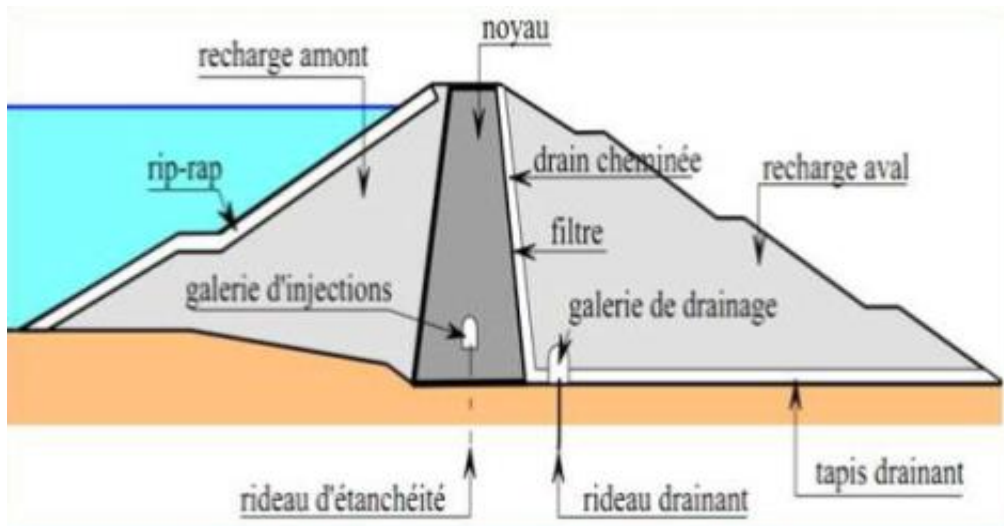
$$D_{15, \text{Filtre}} < 5 D_{85, \text{Noyau}} \quad (3-2)$$

Placée au cœur du remblai, le noyau (vertical ou incliné) est constitué de matériaux argileux imperméables, d'épaisseur variable généralement plus large à la base à cause des pressions interstitielles plus fortes. La fonction de stabilité est apportée par les recharges (**Figure 35**). Ces massifs plus perméables que le noyau sont réalisés en enrochements, ou en terre plus grossière. Pour se prémunir contre des phénomènes d'érosion interne, le noyau est entouré de couches filtrantes. Une granulométrie spécialement étudiée est utilisée entre la taille très petite des grains d'argile et les grains bien plus grossiers des recharges. Plusieurs couches de filtres successifs sont généralement nécessaires (Lehbab, 2019, Schleiss and Pougatsch, 2011).

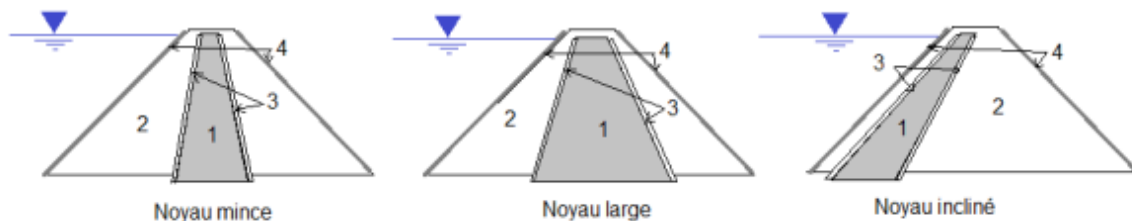
L'épaisseur du noyau dépend :

- D'une largeur minimale en crête pour le passage des engins
- De la disponibilité des terres imperméables
- Du gradient hydraulique en contact avec la fondation

Parmi les plus hauts barrages du monde, **Nourek au Tadjikistan**, est un barrage en remblai zoné qui atteint **304 mètres** de hauteur (Schleiss and Pougatsch, 2011).



(a)



1 : Noyau 2 : Recharges 3 : Filtres 4 : Protection de talus (Rip-rap)

(b)

Figure 35 : Barrage zoné (Delliou, 2003)

Légende de la figure 34 (a) :

- Le noyau : partie verticale ou inclinée assurant l'étanchéité du barrage disposée au centre du remblai.
- Les recharges (amont ou aval) : parties construites avec des sols frottant, perméables de préférence, qui assurent la résistance et supportent le noyau.
- Les drains : zones souvent peu épaisses de forte perméabilité, aptes à collecter les fuites, donc réduire les pressions interstitielles.
- Les filtres : zones souvent peu épaisses dont la granulométrie, intermédiaire entre celle des parties voisines, s'oppose aux migrations de particules sous l'action des écoulements. Ils luttent contre l'érosion interne. (phénomène de renard).

- Le rip-rap : couche superficielle d'enrochement posé sur un remblai plus fin, et le protégeant des vagues, des courants, etc.
- Le drain cheminée : Il est ainsi nommé car il est disposé quasi verticalement à l'aval du noyau (ou situé vers le centre d'un remblai homogène). Son épaisseur est de l'ordre de 3 m pour des raisons constructives.
- Le tapis drainant aval : Il couvre environ la moitié aval de la fondation à partir du noyau et conduit les fuites jusqu'au pied aval. Son épaisseur est d'au moins = 50 cm.

La solution du noyau central mince est choisie lorsque la roche de fondation est peu déformable, imperméable et résistante à l'érosion interne. Ces noyaux minces sont peu pénalisants pour la stabilité des talus (Schleiss and Pougatsch, 2011).

Dans le cas d'une digue à noyau incliné, le noyau est déplacé vers l'amont, ce qui présente certains avantages comme (Degoutte, 1997) :

- la possibilité de construire le corps d'appui séparément du noyau (en période de forte pluviométrie) ;
- le noyau est comprimé par la poussée de l'eau ;
- La surélévation du barrage est plus facile à réaliser.

Les particularités des barrages zonés sont (Delliou, 2003, Durand et al., 1999, Giret, 2007, Schleiss and Pougatsch, 2011) :

- 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 (Degoutte, 1997, Durand et al., 1999, Mallet and Pacquant, 1951) :

- 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.

3.1.2.3. 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. Il est généralement formé par un massif perméable qui assure la fonction de stabilité. L'étanchéité est obtenue par une couche appelée masque, posée à l'amont du massif. Le masque est étanche sur toute sa surface (**Figure 36**) (Delliou, 2003, Durand et al., 1999, Schleiss and Pougatsch, 2011). Le record du monde est aujourd'hui détenu par le barrage de **Shuibuya** en **Chine** avec **233 mètres** de hauteur au-dessus des fondations (Schleiss and Pougatsch, 2011).

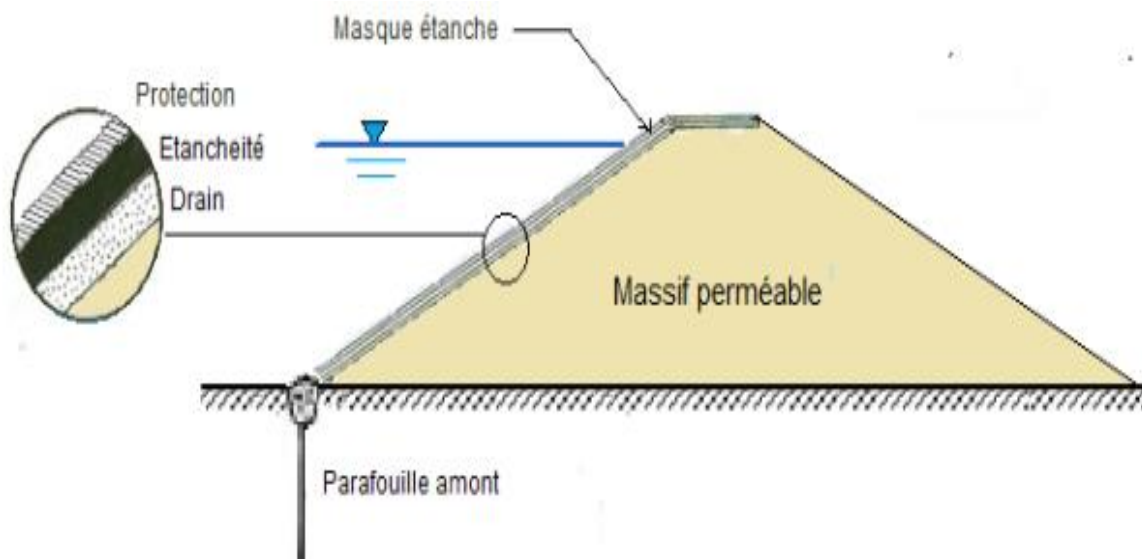


Figure 36 : Barrage à masque amont (Rolley et al., 1977)

Le masque lui-même peut être réalisé :

- Par une dalle de béton armé coulée par plots successifs sur toute la surface du parement amont (**Figure 37**).
- Par une ou des couches de béton bitumineux mises en place par des engins routiers adaptés.



Figure 37 : Masque en béton armé (barrage New Spicer Meadow, USA) (Lehbab, 2019)

— Par des géomembranes (typiquement des feuilles de PVC de forte épaisseur) livrées en lés et soudées les unes aux autres. Les feuilles sont posées sur une couche de transition en matériau fin (pour éviter de déchirer la membrane qui s’appuierait directement sur les enrochements) et protégées par des dalles ou des pavés (*Figure 38*).



Figure 38 : Pose de géomembranes (Barrage de Sar Cheshmeh, Iran) (Lehbab, 2019)

Le barrage à masque amont présente les avantages suivants (Hacelas et al., 1989, Schleiss and Pougatsch, 2011) :

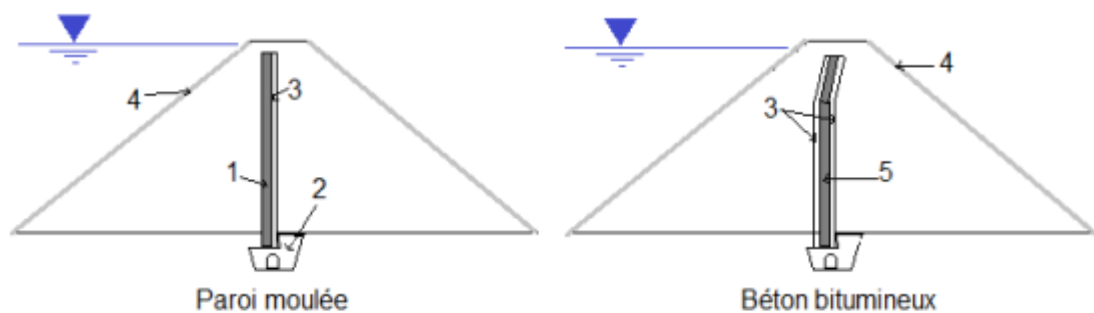
- Le corps d'appui est situé hors d'eau donc pas d'infiltration et pas de variations de pressions interstitielles ;
- La poussée de l'eau s'exerce dans une direction favorable à la stabilité, elle renforce ainsi la résistance au glissement des talus.

Il présente aussi des inconvénients :

- Le gradient hydraulique au pied amont est très élevé, un traitement particulier de la fondation est nécessaire ;
- Le masque est sensible aux sollicitations dynamiques.

3.1.2.4. Barrage à membrane centrale

La solution d'un barrage avec membrane centrale est à envisager lorsque le matériau nécessaire au noyau n'est pas disponible à proximité du site. Deux types de membranes sont généralement mises en œuvre (**Figure 39**) (Degoutte, 1997) :



1 : membrane (Bentonite + ciment) 2 : Galerie d'injection 3 : Zones de transitions
4 : Protection de surface 5 : Membrane bitumineuse

Figure 39 : Barrages en remblai avec membranes centrales (Lehbab, 2019).

– *Béton bitumineux*

Cette méthode est très utilisée du fait de la flexibilité du matériau lors des tassements et du tremblement de terre. Une galerie d'injection et de contrôle est nécessaire pour surveiller l'étanchéité (Degoutte, 1997, Schleiss and Pougatsch, 2011).

– *Paroi moulée*

La technique de la paroi moulée consiste à réaliser un mur en béton armé après achèvement du remblai puis excavation à partir de la crête. Elle n'est applicable que pour des barrages de faibles hauteurs du fait de la rigidité des parois moulés qui crée des difficultés en cas de tassement ou de tremblement de terre (Schleiss and Pougatsch, 2011).

3.1.3. Facteurs influençant la conception et la réalisation des barrages en remblais

La conception et la réalisation des barrages en remblai doit tenir compte de plusieurs aspects tels que (Degoutte, 1997):

– *La disponibilité des matériaux*

La construction d'un barrage en remblai nécessite la mise en place de grandes quantités de matériaux. Les zones d'emprunt devront donc se trouver le plus près possibles du lieu d'exécution pour optimiser les coûts de réalisation. La quantité et la qualité des matériaux localisés au niveau du site de l'ouvrage influencent fortement le type de barrage et le mode de construction (Bonnet, 1920, Schleiss and Pougatsch, 2011).

– *Type de fondation*

La topographie et la nature du terrain de fondation aura une influence sur la conception du barrage en terre. Une fondation rocheuse perméable implique la nécessité d'injection pour remédier aux problèmes de perméabilité, de fissuration et de faille. Un sol mou et perméable implique la nécessité d'utilisation de tapis d'étanchéité, de réaliser des talus de pente plus douce pour élargir le flux de filtration, réduire les débits et remédier aux problèmes de tassements (Degoutte, 1997, Schleiss and Pougatsch, 2011) (**Figure 40**).

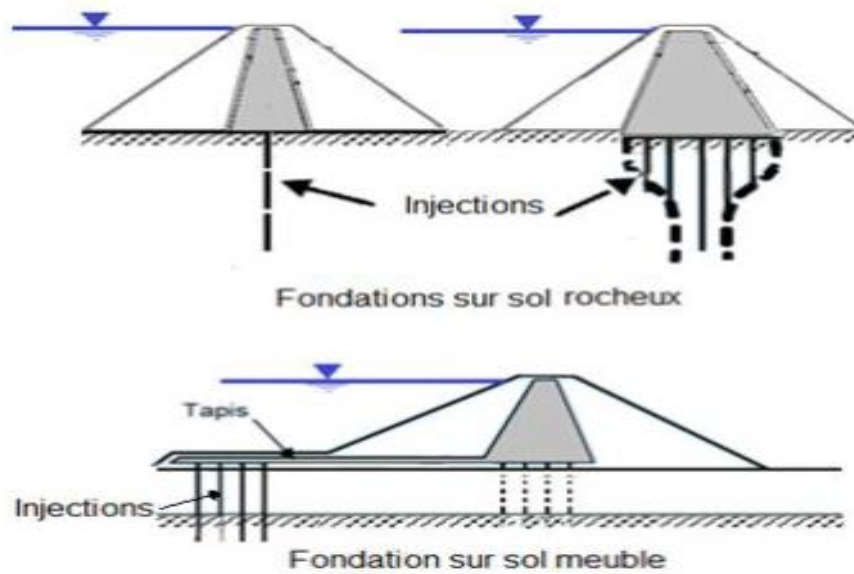


Figure 40 : Influence de la fondation sur la conception du barrage (Kert, 2008)

– *Action des vagues*

Le recouvrement du talus de la digue doit être dimensionné pour palier à l’action des vagues. On peut aussi choisir le site de réalisation de sorte qu’il soit protégé du vent et diminuer ainsi l’effet des vagues (Schleiss and Pougatsch, 2011).

– *Climat*

Les conditions climatiques ont une forte influence sur le délai d’exécution des ouvrages en terre. La teneur en eau étant le critère le plus important dans le compactage optimal des matériaux, les travaux sont souvent interrompus dans les zones où les précipitations sont élevées. Dans ces zones, la conception de digue avec un noyau incliné ou avec un volume minimal de matériaux argileux est préférable (Schleiss and Pougatsch, 2011).

– *Séismicité*

De part leurs capacités à supporter les grandes déformations, les barrages en remblai sont les plus résistants aux sollicitations dynamiques. Néanmoins les barrages situés dans des zones sismiques doivent être conçus avec des talus moins abrupts, des crêtes plus larges, des filtres des drains plus importants (Schleiss and Pougatsch, 2011).

✓ *Classification de l’ouvrage*

La classification est basée sur la constitution de l’ouvrage et sa fondation et en particulier sur les risques attendus à l’aval en cas de rupture de l’ouvrage.

Tableau 9 : Classes de barrages en terre en fonction du type de la fondation (Volkov, 1986)

Type de sols de fondation	Classes de barrages			
	I	II	III	IV
	Hauteurs de barrage (m)			
<i>Sols rocheux</i>	>100	70÷100	25÷70	<25
<i>Sols sablonneux, pierreux, terrain argileux non plastique</i>	75	35÷75	15÷35	<15
<i>Terrain argileux plastique</i>	>50	25÷50	15÷25	<15

3.2. PROPRIETES DES MATERIAUX DE CONSTRUCTION

Les barrages en matériaux locaux sont, soit des digues en terre, soit des digues en enrochements. Ils comprennent essentiellement deux parties distinctes : un masque d'étanchéité en matériaux imperméables, et un corps constitué par des massifs perméables (en alluvions ou en enrochements) qui assure la stabilité de l'ouvrage. Ils peuvent être construits pratiquement de tous les types de matériaux disponibles sur site. Le meilleur matériau pour les barrages homogènes est le mélange de particules de diverses dimensions. Les vides entre les particules de grandes dimensions sont remplis par les particules de silt et de sable sans rompre les contacts immédiats entre les particules formant le squelette du sol. Ce qui augmente l'angle de frottement et réduit la perméabilité (Bonnet, 1920, Degoutte, 1997).

Les matériaux sont classifiés en deux types :

a) Les matériaux granulaires

Ils sont constitués par des grains (de diamètre moyen > **0,05 mm**) juxtaposés sans liant (sable par exemple). Ils préservent leurs individualités et sont caractérisés par un angle de frottement interne ϕ qui peut être mesuré par un essai de cisaillement. L'appareil utilisé se compose de deux boîtes parallélépipédiques ; l'une est fixe, l'autre est soumise à une traction **T**.

La contrainte de cisaillement (Marche, 2004, Dams et al., 1996, Holtz and Kovacs, 1991):

$$\mathbf{T} = \mathbf{N} \operatorname{tg} \phi \quad (3- 3)$$

Avec :

N : La contrainte normale à la surface de rupture appliquée aux particules solides

ϕ : L'angle de frottement interne du matériau.

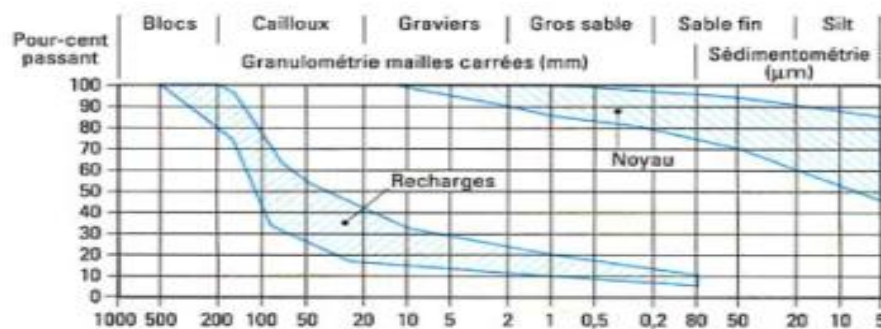
Par exemple, l'angle ϕ des sables est compris entre 27° et 33° ($0,5 < \text{tg}\phi < 0,67$) (Ginocchio and Viollet, 2012).

b) Les matériaux cohésifs

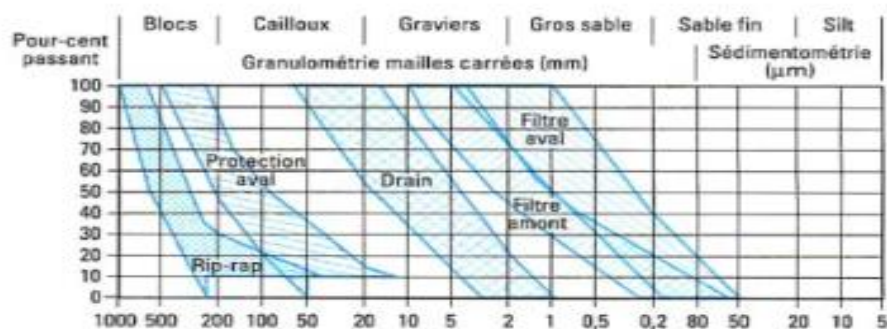
Ils sont constitués par des grains très fins (de diamètre $< 0,05$ mm) séparés les uns des autres par des lamelles d'eau (argile par exemple). Ces matériaux conservent la forme artificielle qui lui est donnée, du moins pendant un certain temps et présentent de la cohésion. Cette cohésion est due, d'une part aux forces d'attraction mutuelles entre particules, d'autre part aux forces de tension superficielle de l'eau capillaire qui les sépare.

3.2.1. Matériaux pour les noyaux

Les propriétés recherchées sont : étanchéité – déformabilité – compactibilité. Il s'agit donc de sols qui contiennent une forte proportion de particules fines, sauf cas particuliers, pas de gros éléments (**Figure 41**). Une propriété importante est l'indice de plasticité **IP** ($\text{IP} = W_L - W_P$), (d'où W_L limite de liquidité et W_P la limite de plasticité) qui caractérise la susceptibilité des matériaux à leur teneur en eau et est idéalement compris, pour les terres à noyau, entre **15** et **25** % (mais on peut, moyennant des précautions spéciales, employer des matériaux ayant des **IP** compris entre **0** et **60** %) (Degoutte, 1997, Durand et al., 1999, Schleiss and Pougatsch, 2011).



a) noyau et recharges



b) matériaux classés

Figure 41 : Granulométrie des matériaux de construction d'un barrage en remblai (Carrère, 1996)

On étudie les caractéristiques du matériau tel qu'il sera en place en le préparant en laboratoire selon une procédure de compactage normalisée « Proctor normal » ; les courbes de compactage (**Figure 42**) indiquent le poids volumique du sol sec γ_d obtenu pour une énergie de compactage normalisée standard en fonction de la teneur en eau w ; ces courbes présentent un optimum qu'il faut s'efforcer d'obtenir : trop sec, le sol se plastifie mal pendant le compactage ; trop humide, l'eau occupe un volume non réductible (sauf par consolidation, ce qui exige du temps) et de plus où le compactage engendre des pressions interstitielles excessives et nuisibles à la stabilité ; En pratique l'optimum se situe, pour des argiles, entre 10 et 20 % (Carrère, 1996).

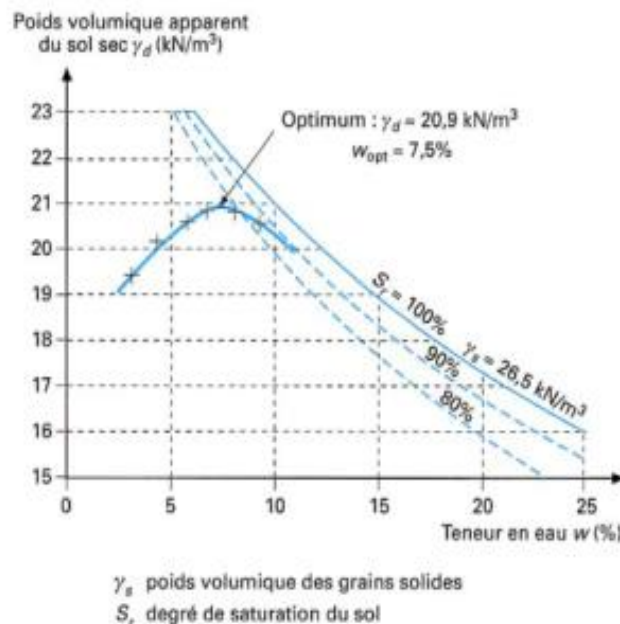


Figure 42 : Caractéristiques de compactage d'un matériau de remblai (Carrère, 1996)

Les caractéristiques mécaniques de **résistance au cisaillement** sont mesurées au laboratoire sur des moulages compactés :

— en contraintes totales :

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (3-4)$$

La cohésion c est l'angle de frottement interne ϕ sont mesurés à l'appareil triaxial ou à la boîte de cisaillement suivant les modes non drainés (UU ou CU) [(U.U) Essai non consolidé non drainé, (C.U) Essai consolidé non drainé] simulant au mieux les conditions devant exister dans le remblai, ce qui est souvent imprécis ;

— en contraintes effectives :

$$\tau = c' + (\sigma - u) \tan \phi' \quad (3-5)$$

La cohésion c' et l'angle de frottement interne ϕ' sont alors mesurés suivant des conditions drainées (CD) ou non drainées (CU) avec, dans ce cas, mesure de la pression interstitielle u et σ contrainte totale.

La perméabilité du matériau compacté (souvent faible : de l'ordre de 10^{-9} à 10^{-7} m/s), la compressibilité, et la vitesse de consolidation sont d'autres paramètres indirectement importants car ils influent sur les variations de pression interstitielle pendant et après la construction.

Bien entendu, une fois la construction commencée, les propriétés des matériaux dans les conditions réelles de mise en place sont contrôlées par des essais analogues effectués, cette fois, sur des prélèvements intacts (Degoutte, 1997).

3.2.2. Matériaux pour les recharges

Les propriétés recherchées sont : résistance mécanique – perméabilité – facilité de mise en place.

Il faut impérativement se satisfaire des matériaux disponibles sur le site même car le transport représente une part importante du coût ; à défaut, on se repliera sur des variantes.

Les propriétés sont mesurées de la même manière que pour les terres à noyau, avec les nuances suivantes (Degoutte, 1997) :

— lorsque la proportion d'éléments fins est faible, les pressions interstitielles ne se développent pas, ce qui rend les essais plus faciles et plus rapides ;

— en revanche, la présence de gros éléments impose de réaliser les essais sur des échantillons plus gros : triaxial de diamètre **400 mm** pour des éléments jusqu'à **80 mm** ; ces essais sont coûteux et les équipements rares. Au-delà de ces dimensions, on doit se contenter de déduire les propriétés du matériau étudié à partir des propriétés obtenues en enlevant les gros éléments ; cette procédure est relativement imprécise. La vérification des propriétés réelles en place, au moyen d'essais in situ, revêt alors une importance capitale ; mais même ce recours est pratiquement impossible pour les remblais de gros enrochements.

En général les alluvions propres ont un angle de frottement interne ϕ' compris entre **35** et **45°**.

À noter que la perméabilité forte est surtout intéressante pour la recharge amont, dans laquelle se trouvent ainsi réduites les pressions interstitielles de vidange rapide ; des matériaux plus mélangés peuvent être admis dans la recharge aval où ce problème ne se pose pas (Degoutte, 1997, Durand et al., 1999).

3.2.3. Matériaux classés pour les filtres et les drains

Pour ces matériaux, on recherche une composition granulométrique bien définie qu'on trouve rarement dans la nature ; ils sont donc fabriqués en quantité juste nécessaire à partir d'alluvions ou d'enrochement de carrière ; la préparation comprend successivement les opérations de concassage, triage (sur des cribles vibrants arrosés), et enfin un lavage énergique toujours nécessaire pour éliminer les éléments fins en excès (Carrère, 1996).

La détermination des courbes granulométriques appropriées à la satisfaction des deux principales fonctions (filtre et drain).

3.2.4. Matériaux spéciaux de protection de surface

La surface des remblais en terre doit en général être protégée des actions extérieures, notamment du côté amont où les vagues de la retenue exercent une agression active. La protection amont est en général assurée par le rip-rap : c'est une couche d'enrochements posés sur un filtre de transition ; la taille des blocs, qui dépend de la hauteur des vagues et de la pente du talus, peut dépasser **1 m** (Carrère, 1996).

Quand il n'existe pas d'enrochements disponibles, on peut constituer un assemblage de blocs artificiels en béton. À l'aval, des blocs de **10 à 30 cm** suffisent en général ; sur des talus de faible pente, on préfère parfois un engazonnement qui protège efficacement s'il est entretenu.

Pour la fabrication des filtres, des drains et du rip-rap, on évite pour des raisons évidentes d'employer les matériaux altérables comme les marnes ou les schistes, dont les éléments se brisent sous l'action du compactage ou même seulement en milieu humide, et qui ne permettent donc pas d'obtenir une granulométrie définie stable (Carrère, 1996).

3.3. STABILITE ET DIMENSIONNEMENT

La stabilité des barrages en terre est étudiée au moyen des méthodes utilisées plus généralement pour l'étude des pentes en mécanique des sols ; les plus courantes sont celles de Fellenius, Bishop, Spencer, Janbu, la méthode dite des coins, ou encore celle dite des perturbations en faveur en France. Toutes sont des méthodes d'équilibre de forces, dans lesquelles les forces déstabilisatrices (poids, pressions interstitielles) doivent être compensées par des forces résistantes, avec des marges de sécurité conventionnellement choisies. Un facteur qui influe très fortement sur la stabilité est la pression interstitielle qui peut s'installer de façon durable dans le remblai (Bonnet, 1920):

— en raison des écoulements permanents à travers le remblai ;

- en conséquence des variations de contraintes, résultant de la construction, d'une vidange rapide, ou bien de séismes.

La *figure 42* présente une épure de stabilité courante. Lorsque le remblai est construit sur une fondation meuble, celle-ci doit être incluse dans l'analyse de stabilité. Plusieurs configurations doivent être analysées (Carrère, 1996, Degoutte, 1997):

- état normal en service, retenue pleine : le poids du remblai et la poussée de la retenue sont considérés ; le champ de pression interstitielle est calculé par un réseau d'écoulement à travers le barrage (et sa fondation) en tenant compte des diverses perméabilités ;
- fin de construction : pas encore d'action de la retenue, mais les pressions interstitielles sont élevées car les surpressions dues à la construction ne sont pas encore dissipées ; cas souvent dimensionnant pour le talus aval ;
- fin de vidange rapide : après une baisse brusque de la retenue, les pressions interstitielles induites par la retenue ne se sont pas encore dissipées et déstabilisent le remblai vers l'amont ; ce cas est souvent dimensionnant pour le talus amont ;
- état normal en service pendant un séisme : s'ajoutent aux effets précédents les forces d'inertie horizontales du remblai et la surpression dynamique de la retenue, pour une accélération égale à **50 %** de l'accélération prévue au niveau du rocher.

À titre d'exemple, les coefficients de sécurité couramment admis avec la méthode de Fellenius sont respectivement (Durand et al., 1999, Carrère, 1996):

- **1,5** pour les conditions normales de service ;
- **1,3** pour la fin de construction et la vidange rapide ;
- **1,0** pour le séisme maximal probable (récurrence 10 000 ans) étudié avec la méthode pseudo-statique.

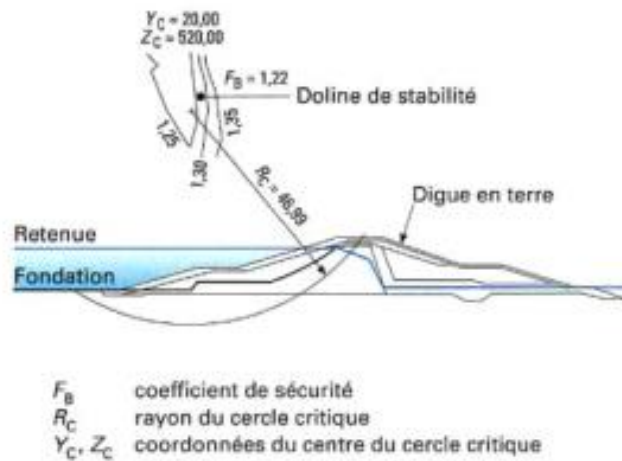


Figure 43 : Épure de stabilité d'un remblai (Carrère, 1996)

Les analyses les plus fiables sont effectuées en contraintes effectives, c'est-à-dire en prenant comme caractéristiques de résistance des sols les propriétés intrinsèques obtenues avec des essais drainés. Elles nécessitent de faire des hypothèses sur les pressions interstitielles, à partir des essais de laboratoire et de l'analyse des précédents ; c'est la raison pour laquelle les remblais sont équipés de cellules piézométriques, grâce auxquelles la pression interstitielle est mesurée pendant la construction et l'exploitation du barrage.

En complément des analyses de stabilité fondées sur l'équilibre des forces, les méthodes d'analyse numérique par éléments finis permettent de calculer les déformations des remblais sous diverses sollicitations, en tenant compte directement de la rhéologie des sols, de l'effet des pressions interstitielles, de la saturation partielle, de la consolidation après construction, etc. Plus complexes de mise en œuvre et plus exigeantes en matière d'essais sur les matériaux, elles peuvent prédire les variations de pression interstitielle (**Figure 45**), permettent de détecter les risques de fracturation hydraulique du noyau, risque survenant lorsque la pression interstitielle excède la contrainte totale mineure (Carrère, 1996).

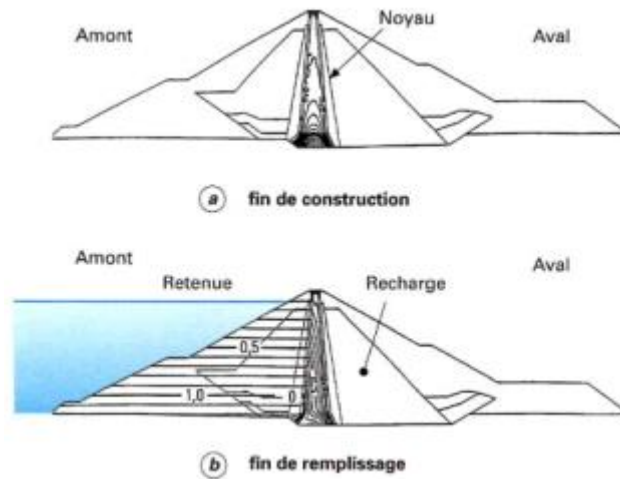


Figure 44 : Pressions interstitielles dans un remblai (Carrère, 1996)

3.3.1. Dimensionnement géométrique de barrages en terre

Après avoir choisi le type de barrage, cette étape consiste à définir le profil général du barrage.

Le dimensionnement géométrique d'un barrage en remblai consiste en la détermination de sa coupe type.

3.3.1.1. Hauteur du barrage

La hauteur totale du barrage est égale à la hauteur normale de retenue majorée par la charge maximale au-dessus du seuil déversoir et la revanche. Pour calculer cette hauteur il est donc nécessaire de connaître (Degoutte, 1997, Schleiss and Pougatsch, 2011) (**Figure 45**) :

– Niveau normale de retenue (NR)

Ce niveau est calculé en fonction de la capacité utile à stocker, du volume mort prévu du volume des pertes par infiltration et évaporation. Elle correspond au niveau d'arase du déversoir (Schleiss and Pougatsch, 2011).

– Niveau des plus hautes eaux (PHE)

Ce niveau représente le niveau maximal du plan d'eau lors d'une crue. Il correspond au niveau normal de retenue (RN) majorée de la charge (H) sur le déversoir de crue (Degoutte, 1997, Schleiss and Pougatsch, 2011).

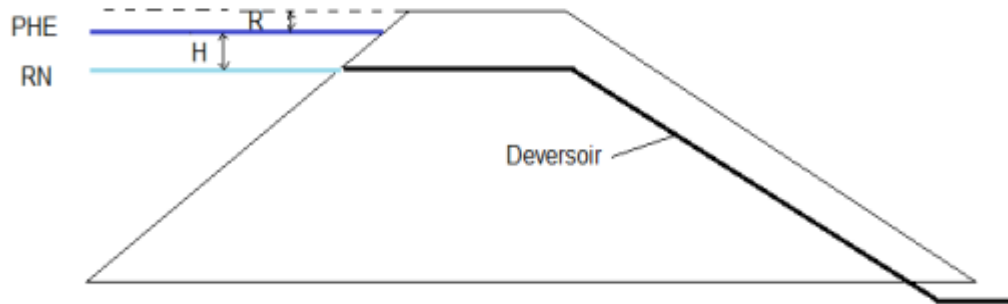


Figure 45 : Définition des cotes RN et PHE (Merckle and Royet, 2010)

Revanche « R » :

La revanche **R** est la différence de côte entre les Plus Hautes Eaux (PHE) correspondant à la crue de projet et la crête pour éviter la submersion du remblai par les vagues. A partir de la connaissance de la vitesse (v) et de la hauteur (h) des vagues qui se forment, plusieurs formules empiriques permettent de calculer la hauteur de revanche sécuritaire des digues (Bonnet, 1920, Degoutte, 1997, Schleiss and Pougatsch, 2011) :

a. Formule de STEVENSON GAILLARD :

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \quad (3-6)$$

Avec $H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F}$ (3-7)

V : vitesse de propagation des vagues (m/s).

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch et doit être inférieure ou égale à **18** kilomètre.

Pour **F > 18 Km**

$$H = 0.34 \sqrt{F} \quad (3-8)$$

b. Formule de MALLET et PAQUANT :

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \quad (3-9)$$

Avec $H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{F}$ (3-10)

c. Formule Simplifiée :

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \quad (3-11)$$

Soit à partir de la formule empirique de **Molitor**. Cette formule stipule que la hauteur des vagues dépend de la vitesse du vent horaire **V** et du Fetch **F** (longueur du plan d'eau dans le sens des vents dominants).

$$\text{Si } F < 30 \text{ Km alors } H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[3]{F} \quad (3-12)$$

$$\text{Si } F > 30 \text{ Km alors } H = 0.032 \cdot \sqrt{(V \cdot F)} \quad (3-13)$$

H : hauteur de vagues en m

F : Fetch en Km

V : Vitesse des vagues en Km/h

La hauteur de la vague déferlante se déduit directement de la **Figure 46**.

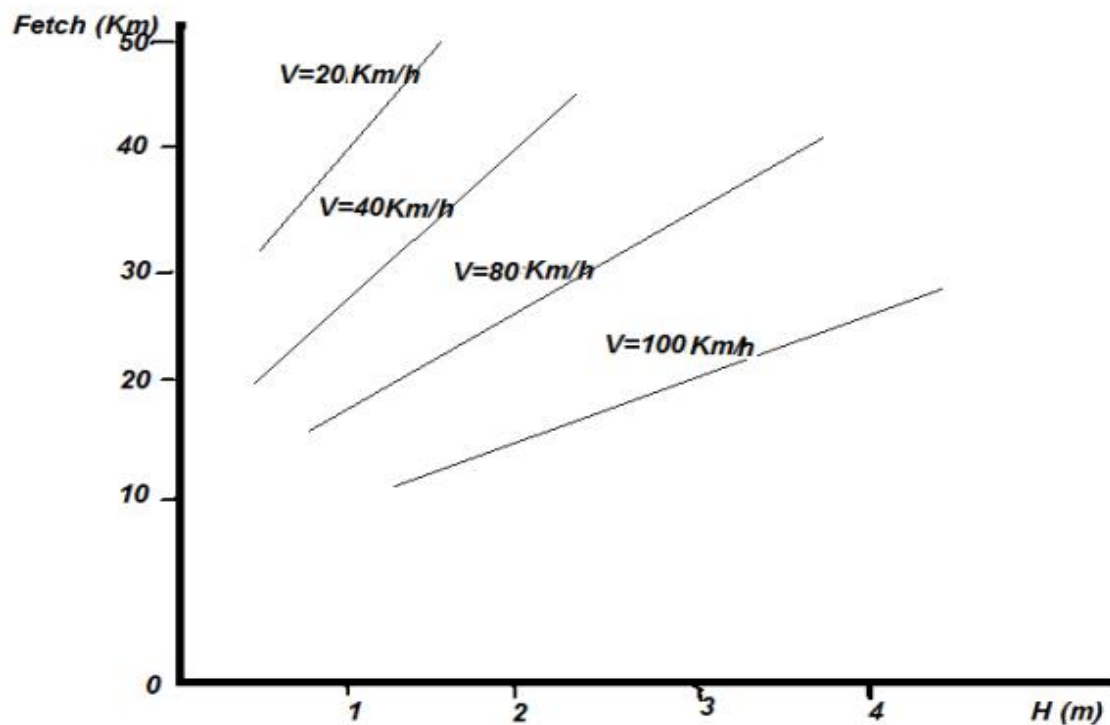


Figure 46 : Variation de la hauteur des vagues en fonction du Fetch et du vent

La revanche doit en outre permettre de compenser le tassement du barrage après construction et qui est de l'ordre de **1%** de la hauteur totale du barrage si l'ouvrage a été bien réalisé.

Pour les barrages dont la hauteur ne dépasse pas **20 m** on peut préalablement prendre le tassement égal à **(0,5 à 1,5) %** de la hauteur du barrage (Degoutte, 1997).

Pour les petits barrages on calcule le tassement d'après la formule :

$$T = 0,01 H_b \quad (3-14)$$

Où :

T : Tassement de la crête du barrage

H_b : Hauteur du barrage

Généralement une valeur minimale de **1.2 m** à **1.5 m** est adoptée pour des digues de moins de **10 m** de hauteur et une valeur supérieure à **1.5 m** pour les grands ouvrages (Degoutte, 1997).

Largeur en crête du barrage

La largeur en crête doit être au moins égale à **3 m** pour permettre le passage des engins de terrassement pendant la réalisation et ultérieurement pour son entretien (Degoutte, 1997, Schleiss and Pougatsch, 2011).

Parfois elle est calculée par les formules :

a) Formule de KNAPPEN

$$b_{cr} = 1.65 \cdot \sqrt{H_b} \quad (3-15)$$

b_{cr}: largeur en crête du barrage

H_b : hauteur du barrage

b) Formule de F-PREECE :

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \quad (3-16)$$

c) Formule (simplifiée) « Technique des barrages en aménagement rural » :

$$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \quad (3-17)$$

d) Formule pratique :

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \quad (3-18)$$

Pour les digues dont les hauteurs sont inférieures à **10 m**, la largeur de la crête ne doit pas être inférieure à **3 m**. Pour les digues de hauteur supérieure à **10 m**, la largeur de la crête sera égale à **1/3** de la hauteur de la digue, mais en général il est recommandable que la largeur soit de **4** à **6 m** (Degoutte, 1997).

Pentes des talus

L'inclinaison des talus est exprimée par les termes "pente" ou "fruit". Dans le cas des barrages en remblai, le terme pente (inverse du fruit) est communément utilisé. La pente du talus qui est le rapport de la hauteur du talus sur sa projection horizontale est fixé par le calcul de stabilité. A titre indicatif, **Tableau 10** donne quelques valeurs qui devront être vérifiées par une étude de

stabilité mécanique du massif. Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. Pour les massifs, on donne des pentes qui paraissent optimales. Il est important de souligner l'importance des pentes de talus sur le coût de la retenue du fait qu'elles influent de façon sensible sur le volume de terrassement (Degoutte and Royet, 1999, Schleiss and Pougatsch, 2011).

Tableau 10 : Valeurs indicatives des pentes des talus (Degoutte, 1997).

Hauteur du barrage (m)	Type du barrage	Fruit des talus	
		Amont	Aval
H < 5	- Homogène	2,5	2
	- A zones	2	2
5 < H < 10	- Homogène granulométrie étendue	2	2
	- Homogène à fort % d'argile	2,5	2,5
	- A zones	2	2,5
10 < H < 20	- Homogène granulométrie étendue	2,5	2,5
	- Homogène à fort % d'argile	3	2,5
	- A zones	3	3
H ≥ 20	- Homogène granulométrie étendue	3	2,5
	- A zones	3	3

La hauteur du barrage sera déterminée à partir de la cote de la crête du barrage et la cote du fond de l'oued (Degoutte, 1997).

$$H_b = \text{cote de crête} - \text{cote du fond} \quad (3-19)$$

Bermes

Il sera toujours prévu des bermes à l'amont et l'aval de la digue qui augmenteront la stabilité de l'ouvrage et serviront comme pistes de service. Leur nombre dépend de la hauteur de la digue. Pour les barrages de grandes hauteurs on prévoit des bermes à chaque **15 m** de hauteur généralement. Celles-ci servent à augmenter la stabilité des talus, les protéger contre les affouillements et à faciliter les travaux au cours de construction et de réparation (Faciliter l'accès à tout endroit de bief) (Schleiss and Pougatsch, 2011).

La hauteur de la berme amont sera égale à celle du batardeau qui sera déterminée par le laminage de la crue de chantier en fonction du diamètre de la dérivation provisoire. Si la

topographie le permet le batardeau doit être incorporé par la suite dans le corps de la digue (Bonnet, 1920, Degoutte, 1997).

3.3.2. Stabilité des talus des digues en terre.

3.3.2.1. Introduction

La stabilité d'un barrage en remblai réside dans la stabilité aux glissements de ses talus pour toute sollicitation pouvant survenir. La détermination des conditions de stabilité fait appel aux méthodes de mécanique des sols basées sur l'étude de l'équilibre limite. La stabilité des pentes peut être augmentée en choisissant des matériaux plus performants qui permettent d'éviter la rupture des talus mais aussi assurer la stabilité de la fondation et éviter les déformations excessives. Le calcul de stabilité du talus est effectué dans le but de déterminer le coefficient de sécurité minimal qui garantit le bon fonctionnement de l'ouvrage et qui reste le plus économique (Degoutte and Royet, 1999, Schleiss and Pougatsch, 2011)

En général, on se donne des pentes qui paraissent optimales, compte tenu de la nature des matériaux, et on vérifie par une étude de stabilité que le barrage présente une sécurité suffisante avec ces pentes.

3.3.2.2. Définitions générales.

La stabilité d'un talus est définie par la valeur du coefficient de sécurité. Cette valeur exprime la magnitude dans laquelle on peut réduire la résistance au cisaillement du sol pour que le glissement se produise le long de la surface la plus défavorable (Rolley et al., 1977). Le résultat final du coefficient de sécurité dépend de :

- a. Les paramètres mécaniques du sol, obtenus pour l'investigation géotechniques, représentant les états de charge nécessaires à étudier tout en concevant le talus.
- b. La méthode de calcul de stabilité utilisée dans l'examen du facteur de sécurité.
- c. L'approximation avec laquelle on définissent les valeurs des pressions interstitielles (pressions des pores) et leur mode d'utilisation dans la méthode d'analyse de la stabilité choisie.

3.3.2.3. Calcul de la stabilité des talus

Il existe de nombreuses méthodes pour le calcul de la stabilité des talus. Elles sont décrites dans la bibliographie spécialisée. Certaines se prêtent au calcul manuel, d'autres nécessitent l'utilisation d'outils informatiques (Schlosser, 1983, Schleiss and Pougatsch, 2011).

✓ Etude de l'équilibre d'un talus de barrage par la méthode de Fellenius

Le principe de base de cette méthode consiste à découper le volume du sol étudié en un certain nombre de tranches juxtaposées (**Figure 47**), d'appliquer les différentes forces sur ces tranches et d'étudier l'équilibre de l'ensemble (Bellier and Angoulvent, 1982, Berthaud et al., 2018, Icold, 2021, Mériaux and Peyras, 2009, Millogo Founémé, 2009).

Les hypothèses de calcul sont (Delliou, 2003):

- La rupture se fait dans un plan (analyse bidimensionnelle) ;
- La rupture se fait selon une courbe dans l'allure est connue et circulaire ;
- Les forces extérieures d'entraînement sont le poids du sol et les surcharges ;
- Le problème est statique ;
- Les lois de la mécanique des milieux continus s'appliquent au sol ;
- Le comportement du sol est régi par la loi de Coulomb ;
- Le coefficient de sécurité « F_s » est constant le long de la courbe de rupture.

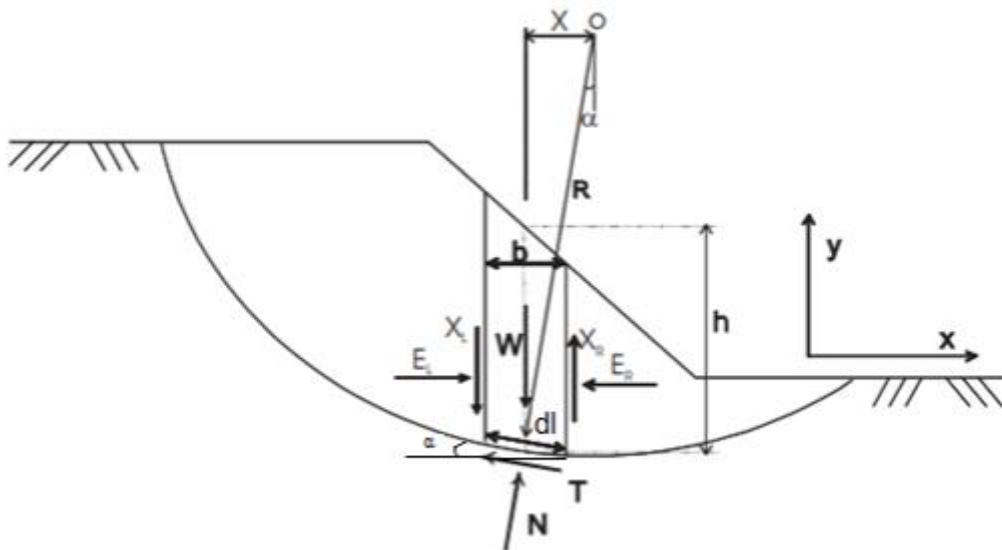


Figure 47 : Découpage en tranche et les forces agissantes sur une tranche (Philipponat, 1979)

On trace sur une coupe transversale du barrage plusieurs cercles de glissement et on cherche le cercle critique, c'est-à-dire celui qui présente le coefficient de sécurité le plus faible, en appliquant la méthode qui va suivre :

Pour chaque tranche verticale (i), on détermine les efforts suivants (Delliou, 2003) :

- Poids total W_i de la tranche de même largeur b et de hauteur h_i ;
- La composante normale du poids sur la surface de glissement est $W_i \cos \alpha_i$;

- La composante tangentielle du poids est $W_i \sin \alpha_i$;
- La résultante des forces de pression sur la base de la tranche.

On note :

X, E : composantes verticale et horizontale des forces inter tranches ;

b : épaisseur de la tranche ;

α : angle que fait la base de la tranche avec l'horizontale ;

R : rayon du cercle de rupture de centre O ;

dl : longueur du plan de glissement de la tranche ;

X : bras de levier du poids des terres.

Sachant que :

$$T = \tau \cdot dl \quad (3-20)$$

Et τ est donnée par l'équation de Mohr- Coulomb :

$$\tau = C + (\sigma - u) \quad (3-21)$$

Avec :

C : est la cohésion du sol, elle s'exprime en unité de contrainte ;

σ : est la contrainte normale ;

u : est la pression interstitielle.

Finalement, sur la tranche (i) :

- La force motrice est la composante tangentielle du poids, elle est égale à **$W_i \sin \alpha_i$**
- La force résistante est la force de frottement au niveau du plan de glissement de la tranche, elle est égale à :

$$C \cdot dl + (W_i \cos \alpha_i - u \cdot dl) \tan \varphi \quad (3-22)$$

La largeur de la tranche **dl** peut s'exprimer par (voir **Figure 47**) :

$$dl = b / \cos \alpha_i \quad (3-23)$$

En négligeant les forces entre les tranches verticales et horizontales, le facteur de sécurité est défini comme étant le rapport du moment résistant sur le moment moteur. Pour un cercle de glissement donné qui découpe le volume de sol en n tranches, il vaut :

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n [C \cdot dl + (W_i \cos \alpha_i - u \cdot dl) \operatorname{tg} \varphi]}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i} \quad (3-24)$$

✓ **Prise en compte de la sismicité dans le calcul de stabilité**

Prendre cet aspect en compte est très important en zone sismique (plusieurs ouvrages à travers le monde ont cédés suite à des tremblements de terre). Les méthodes employées pour apprécier la stabilité des ouvrages en séisme sont pseudo-statique ou dynamiques. Pour les petits ouvrages et un séisme faible ou modéré, on se contente généralement d'utiliser la méthode pseudo-statique. Lorsque l'ouvrage est plus sensible et le séisme plus important, il est recommandé d'utiliser des méthodes plus représentatives prenant en compte le comportement dynamique des sols (Schleiss and Pougatsch, 2011).

- *Méthode pseudo-statique*

C'est la méthode la plus généralement utilisée dans le cas des petits et moyens barrages.

L'effet du séisme est exprimé par une force horizontale équivalente. La magnitude de cette force est considérée comme une fraction du poids de l'ouvrage (Burlon et al., 2017, Schleiss and Pougatsch, 2011) (*Figure 48*).

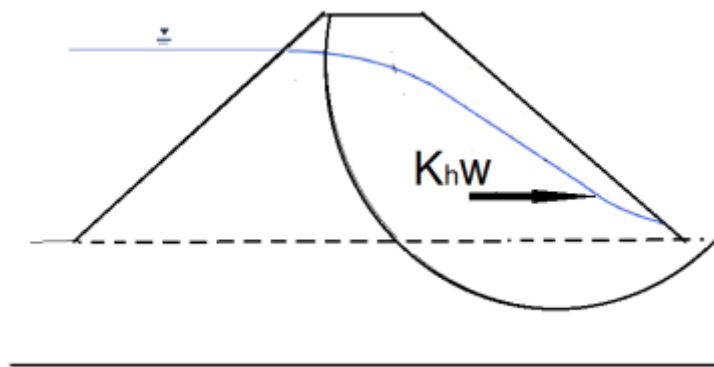


Figure 48 : Sollicitation pseudo-statique (Abramson et al., 2002, Kramer, 1996)

Dans le cas de l'application de la méthode des tranches de Fellenius, la force sismique P_s est calculée pour chaque tranche. Elle s'exprime sous la forme :

$$P_s = \beta \cdot K \cdot w \quad (3-25)$$

Où

β : est un coefficient qui dépend des caractéristiques dynamiques de l'ouvrage au séisme ($\beta = 1,5$)

K : est un coefficient qui dépend du degré de séismicité de la zone et du degré d'importance de l'ouvrage ($K \approx 0,025$)

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n [C \cdot dl + (W_i \cos \alpha_i - u \cdot dl) \operatorname{tg} \varphi]}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i + \beta \frac{K}{R} \sum_{i=1}^n w_i q_i} \quad (3-26)$$

Avec :

q : le bras de levier de la force sismique par rapport au centre du cercle O et de rayon R .

- Conditions d'analyse

La stabilité des talus d'un barrage en remblai doit être vérifiée aux différentes phases de la construction et de la vie de l'ouvrage. On distingue généralement trois classes de conditions pour lesquelles la stabilité d'un barrage en remblai doit être vérifiée (Degoutte, 1997, Degoutte and Royet, 1999).

1. Fin de construction ;
2. Opération ou exploitation (barrage plein) ;
3. Vidange rapide.

Pour chacun des états de charge, il est nécessaire d'obtenir les paramètres de résistance au cisaillement des sols (C et φ) à partir d'essais de laboratoire adéquats qui reproduisent l'état de charge auquel est soumis l'ouvrage durant sa réalisation et exploitation. On peut dire que les essais de cisaillements directs sont assez suffisants pour la conception de ce type d'ouvrages, à l'exception de certains cas où les caractéristiques complexes de l'ouvrage ou de la fondation requièrent l'utilisation des essais triaxiaux pour obtenir une plus grande précision. On recommande de consulter la procédure méthodologique pour les études géologiques de l'ingénieur élaborée à ce propos comme une partie du projet de standardisation. Ensuite on propose des recommandations pour chaque étape (Degoutte, 1997).

• Fin de construction.

L'état de charge "fin de construction" se produit dans la digue et dans sa fondation après que la digue a été rapidement remblayée et ce dernier n'est pas capable de dissiper l'excès de pression interstitielle produit par l'accroissement brusque des contraintes totales qu'entraîne le processus

de réalisation. Dans ce cas, il peut se produire un glissement du talus à cause de la diminution de la résistance au cisaillement (Degoutte, 1997).

L'analyse de la stabilité pour cette condition sert à vérifier que le barrage peut être construit jusqu'à sa hauteur finale sans rupture. Il n'y a pas encore d'action de la retenue, mais les pressions interstitielles sont élevées car les surpressions dues à la construction ne se sont pas encore dissipées. La résistance est fonction de la contrainte effective σ' et elle devient de plus en plus faible avec l'augmentation de la pression interstitielle u ($\sigma' = \sigma - u$). Dans ce cas, il peut se produire un glissement du talus à cause de la diminution de la résistance au cisaillement. Il est recommandé d'analyser le talus en aval (Bonnet, 1920, Degoutte, 1997, Durand et al., 1999, Schleiss and Pougatsch, 2011).

- **Période d'exploitation**

L'analyse de la stabilité sert dans ce cas à vérifier que le barrage est stable après remplissage du réservoir et une fois que le réseau d'écoulement s'est établi à travers le barrage.

Dans le secteur amont du barrage, la contrainte effective (et donc la résistance) est réduite à cause de la pression interstitielle. Cette diminution de la stabilité, associée à la réduction de σ' est cependant compensée par la pression du réservoir qui tend à s'opposer au glissement du talus amont (Degoutte and Royet, 1999, Schleiss and Pougatsch, 2011).

Dans le secteur aval du barrage, en raison de l'écoulement dans le massif une surface de suintement peut apparaître sur ce talus. La poussée d'écoulement qui s'exerce sur les grains solides à tendance à le déstabiliser, un drainage du talus aval est généralement prévu. Lorsque la retenue est pleine, l'écoulement est donc défavorable à la stabilité du talus aval. Les caractéristiques mécaniques du sol C et Φ , quel que soit la condition de perméabilité du matériau de construction, peuvent être obtenus à partir de l'essai de résistance au cisaillement à long terme, sur consolidé, saturé et drainé (Degoutte and Royet, 1999, Schleiss and Pougatsch, 2011).

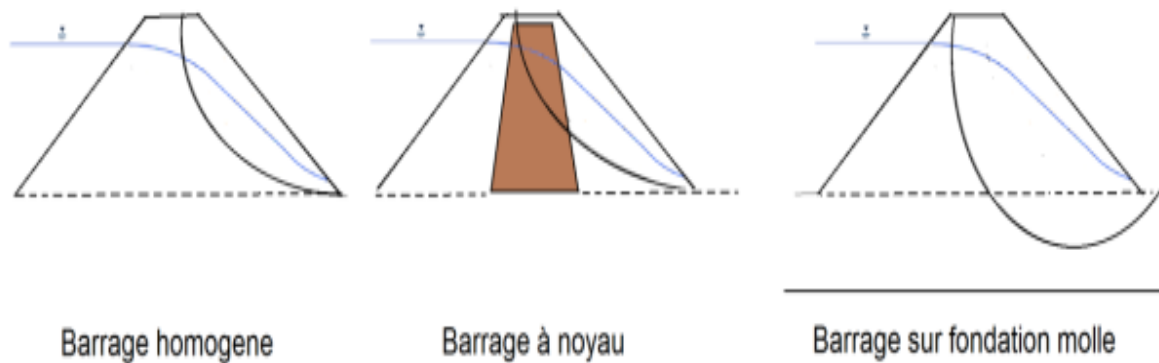


Figure 49 : Surfaces de ruptures les plus critiques en fonction du type de barrage en terre (Varlet, 1966)

- **Vidange rapide.**

L'état de charge "vidange rapide" se produit dans le barrage et la fondation ensuite, le niveau de l'eau du barrage diminue brusquement au-dessous du niveau normale de la retenue (**Figure 50**). Le mécanisme de rupture qui produit le glissement est le suivant : Après d'avoir établi le réseau d'écoulement à partir du niveau normal de la retenue, une diminution du niveau de l'eau du lac se produit. Dans le corps de la digue une diminution égale ne se produit pas car son matériel est assez imperméable ; la diminution interne est négligeable en comparaison avec la diminution externe de l'eau (Degoutte, 1997, Schleiss and Pougatsch, 2011).

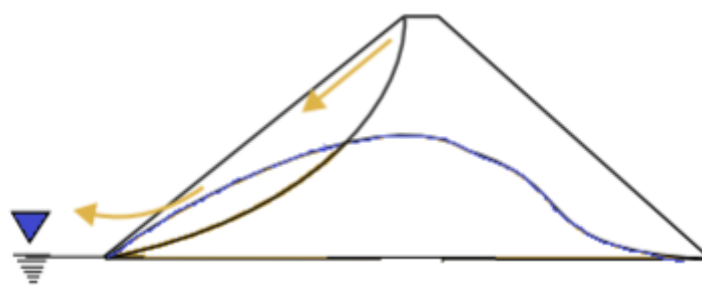


Figure 50 : Glissement du parement amont sous l'effet de vidange rapide (Bonelli, 2001)

Dans la partie du talus entre le nouveau niveau d'eau et le niveau normal de la retenue se produit une surface de glissement potentielle avec une force qui tend à produire un déséquilibre dans le talus. La résistance au cisaillement du sol ne change pas puisqu'il n'y a pas de changements des matériaux (Degoutte, 1997, Schleiss and Pougatsch, 2011).

L'étude du talus en amont peut donc se faire en contraintes effectives. Les paramètres de C et φ , quel que soit la condition de perméabilité du matériau de construction, peuvent être obtenus

à partir de l'essai de résistance au cisaillement à long terme, sur consolidé, saturé et drainé. Les pressions des pores doivent être obtenues à partir de l'analyse des niveaux de vidanges possibles à se produire dans l'exploitation du barrage, déterminé par le concepteur (Degoutte, 1997).

D'autres méthodes existent nous citerons entre autres celles de Méthode de Fellenius (Fellinius, 1927), Méthode simplifiée de (Bishop, 1955), (Janbu et al., 1956), Méthode Suédoise modifiée, (U.S. Army Corps Of Engineers 1970), Méthode de Spencer (Spencer, 1967) et Morgenstern-Price (Morgenstern and Price, 1965)

La difficulté de toutes ces méthodes d'équilibre limite est qu'elles sont fondées sur l'hypothèse de la division de la masse susceptible de glisser en tranches et ceci implique des hypothèses supplémentaires sur les forces entre tranches et par conséquent sur l'équilibre. Pour toutes les méthodes qui satisfont à toutes les conditions d'équilibre, Fredlund and Krahn, 1977 montrent que les hypothèses faites n'ont aucun effet significatif sur le coefficient de sécurité.

Dans l'analyse de la stabilité par les méthodes d'équilibre limite, le comportement du sol est supposé rigide parfaitement plastique, donc elles ne donnent aucune informations sur les déplacements.

➤ **Utilisation de logiciels.**

Le calcul de stabilité nécessite une étude d'un grand nombre de cercles de ruptures afin de déterminer le cercle critique, chose fastidieuse pour un calcul manuel. La révolution de l'informatique a débarrassé l'Homme des calculs répétitifs et fastidieux. En effet tous les domaines de l'ingénierie ont été affectés en général, et plus particulièrement l'ingénierie géotechnique. Il s'en est donc suivi une ruée vers la numérisation des modèles de calcul accompagné de la validation expérimentale. Une multitude de ces logiciels a connu du succès dans le monde entier. Ils sont utilisés de nos jours dans la pratique géotechnique. On citera entre autres les logiciels suivants : Geostudio, Geo5, Talren, Plaxis, Rocscience etc...

➤ **Facteurs de sécurité minimaux**

Les facteurs de sécurité minimaux utilisés dans les barrages en terre sont (Degoutte, 1997) :

- Conditions normaux (lac plein à niveau normal) $F_s \geq 1,4$
- Conditions spéciaux sans séisme (lac plein à niveau exceptionnelles, vidange rapide) $F_s \geq 1,3$
- Conditions exceptionnelles avec séisme (lac plein à niveau normal, vidange rapide, lac vide) $F_s \geq 1,2$

3.4. DRAINAGE INTERNE DU REMBLAI

On a vu l'intérêt de contrôler et de réduire les pressions interstitielles afin d'améliorer les conditions de stabilité globale ; cela est réalisé en plaçant à l'intérieur du remblai des zones de forte perméabilité, appelées drains ; de manière classique, on trouve dans presque tous les remblais (Degoutte, 1997, Carrère, 1996) :

— **le drain cheminée**, nommé ainsi car il est disposé quasi verticalement à l'aval du noyau (ou bien vers le centre d'un remblai homogène) ; son épaisseur est souvent de l'ordre de **3 m** pour des raisons constructives ;

— **le tapis drainant aval**, qui couvre la moitié aval de la fondation à partir de la base du noyau et conduit les fuites jusqu'au pied aval ; son épaisseur minimale est de **50 cm**, souvent plus.

La capacité de ces drains doit être suffisante pour leur permettre d'absorber, sans mise en pression sensible, les débits provenant non seulement de la percolation à travers le noyau, mais aussi les fuites accidentelles pouvant provenir soit d'une fissure du noyau (créée par fracturation hydraulique ou par tassement différentiel), soit d'un collage imparfait entre le noyau et sa fondation ou un autre organe ; les drains sont donc des organes de sécurité.

Leur débitance est aisément calculable à partir de **la perméabilité des matériaux drainants**, laquelle est connue (Degoutte, 1997):

— en première approche, par la formule de Sherard, applicable aux matériaux granulaires à granulométrie relativement étroite :

$$K = 3\,500 (D_{15})^2 \quad (3-27)$$

Avec :

K : coefficient de perméabilité de Darcy ($V = Ki$; avec **i** gradient hydraulique) (*m/s*),

D₁₅ dimension des grains de la fraction à 15 % du drain (*cm*)

— en contrôle, par des essais de laboratoire et de chantier.

La perméabilité est fortement influencée par la propreté, c'est-à-dire la teneur en éléments fins (**D < 0,08 mm** par convention) qui ne devrait pas dépasser **2 à 3 %**.

On considère qu'un matériau **D** est apte à jouer un rôle de drain par rapport à un autre matériau voisin **B** lorsque la règle granulométrique suivante est respectée (c'est-à-dire que le contraste de perméabilité entre les deux est grand) :

$D_{15} > 5 B_{15}$ (exemple, *Figure 41*)

Avec :

D₁₅ : dimension de la fraction à 15 % du matériau drain (*mm*),

B₁₅ : dimension de la fraction à 15 % du matériau à drainer (*mm*).

En pratique, on est amené à dimensionner très largement les drains pour permettre à ceux-ci d'absorber les débits, potentiellement très forts, provenant d'une fissure accidentelle du noyau (Carrère, 1996).

3.5. LUTTE CONTRE L'ÉROSION INTERNE : LES FILTRES

Si l'on plaçait les drains directement au contact des matériaux à granulométrie fine comme la terre à noyau ; l'eau en écoulement entraînerait les particules fines à travers les vides inters granulaires du drain et on obtiendrait une érosion interne nommée renard ; ce phénomène est d'autant plus dangereux qu'il est accéléré (Carrère, 1996):

- Le début de l'érosion diminue la perméabilité, donc augmente la vitesse de l'eau, ce qui accroît la vitesse d'érosion ; une amorce de renard, même très tardive (on a vu de tels accidents sur des remblais datant de 60 ans), peut difficilement être stoppée si elle n'est pas traitée dès les premiers symptômes. La solution préventive consiste à disposer des « filtres » entre des matériaux dont les granulométries sont très contrastées : ce sont des matériaux de granulométrie intermédiaire, choisie de telle sorte que les grains du matériau fin amont ne puissent pénétrer les vides inter-granulaires du matériau filtre.

Les règles de dimensionnement des filtres indiquées ci-après résultent de recherches et sont maintenant appliquées pour tous les ouvrages neufs. Dans ce qui suit, **d_{xx}** représente le diamètre des grains du matériau à protéger passant à xx %, et **D_{xx}** représente le diamètre des grains du filtre passant à xx % ; ces valeurs sont calculées sur la fraction des matériaux inférieure à 4,75 mm ; les règles dépendent de la nature du matériau à protéger (Carrère, 1996) :

— silt ou argile (plus de 85 % inférieurs à 0,075 mm) :

$$D_{15} \leq 9 d_{85} \quad (3-28)$$

(Mais si $9 d_{85} < 0,2$ mm, prendre **D₁₅ = 0,2 mm**)

— sable fin ou silt argileux (40 à 85 % inférieurs à 0,075 mm) :

$$D_{15} \leq 0,7 \text{ mm} \quad (3-29)$$

— sable ou gravier silteux ou argileux (15 à 39 % inférieurs à 0,075 mm) :

$$D_{15} \leq \frac{40 - A}{40 - 15} (4 d_{85} - 0,7 \text{ mm}) + 0,7 \text{ mm} \quad (3-30)$$

Avec A pourcentage passant au tamis de 0,075 mm ; cette règle est à vérifier pour toute fraction granulométrique avec le d_{85} correspondant (mais si $4 d_{85} < 0,7 \text{ mm}$, prendre $D_{15} = 0,7 \text{ mm}$)

— sables et graviers avec moins de **15 %** inférieurs à **0,075 mm** :

$$D_{15} \leq 4 d_{85} \quad (3-31)$$

Dans ce dernier cas, le d_{85} correspond à la granulométrie complète du matériau de base.

Un filtre doit donc être dimensionné en fonction du matériau qu'il doit soutenir ; il doit pouvoir être mis en place de manière homogène, sans ségrégation ; pour cela, sa granulométrie doit être étroite et respecte la règle suivante (Carrère, 1996) :

D₉₀ minimal (mm)	D₁₀ maximal (mm)
< 0,5	20
0,5 à 1,0	25
1,0 à 2,0	30
2,0 à 5,0	40
5,0 à 10	50
10 à 50	60

En pratique, on place toujours un filtre entre le noyau et son drain cheminée aval, et parfois aussi entre les drains et les recharges adjacentes. Des filtres sont également à prévoir au contact entre le remblai et la fondation, lorsque la granulométrie de celle-ci apparaît critique vis-à-vis des règles ci-avant. On peut enfin en placer le long de la face amont du noyau, pour éviter la migration de fines vers l'amont à l'occasion des baisses du plan d'eau ; mais on se contente aussi d'un matériau de transition à granulométrie intermédiaire (Carrère, 1996).

3.6. TRAITEMENT DES FONDATIONS

Il est toujours nécessaire de maîtriser les sous-pressions dans la fondation afin d'en contrôler la stabilité ; cela conduit, la plupart du temps, à installer un **drainage** de la fondation à l'aval (surtout dans le cas des fondations meubles) ; le tapis drainant du remblai, déjà mentionné, joue

ce rôle ; il est parfois complété par des puits de **décharge** forés au pied aval du remblai (Degoutte, 1997, Schleiss and Pougatsch, 2011).

Il faut souvent, pour éviter la saturation du drainage et limiter les fuites, **étancher la fondation**, et en particulier y neutraliser les cheminements préférentiels d'eau qui pourraient entrer en contact avec le remblai ; cela est réalisé en général de deux manières qui se complètent (Bonnet, 1920) :

— à proximité des organes sensibles du remblai (noyau, filtres proches) par un traitement superficiel : obturation des vides et fissures par du mortier, puis injections systématiques en dessous ;

— création d'une coupure étanche dont le sommet doit, bien entendu, être raccordé au noyau : il s'agit soit de voiles d'injection (souvent à plusieurs lignes), soit encore de parois moulées, réalisées en béton plastique pour s'accommoder des mouvements consécutifs à la construction du remblai.

Une variante consiste à placer un « tapis » étanche sur le fond de la retenue, jusqu'à une certaine distance qui dépend de la perméabilité de la fondation ; ce tapis doit bien entendu être raccordé au noyau du barrage (Carrère, 1996).

3.7. METHODES DE CONSTRUCTION

La construction des barrages en terre fait appel aux techniques générales de terrassement, à cela près que les précautions pour obtenir en tout point les propriétés nécessaires en matière de granulométrie, propreté, degré de compactage, etc. sont particulièrement développées. Cela concerne tout spécialement la maîtrise de la teneur en eau au voisinage de l'optimum et le contrôle des surpressions interstitielles de construction dans le noyau (*Figure 41*), qui obligent parfois à ralentir la cadence de remblai : les techniques d'humidification (par exploitation « en rizière ») ou de séchage (manipulations multiples, épandage, hersage, passage au four dans les cas extrêmes), bien que coûteuses, doivent souvent être mises en œuvre (Carrère, 1996).

À signaler enfin le recours aux moyens de transport des matériaux par tapis transporteurs, économiques lorsque la topographie est défavorable à l'implantation de pistes.

3.8. AUTRES TYPES DE BARRAGES EN REMBLAI

3.8.1. Remblais d'enrochement à noyau interne

L'utilisation d'enrochements pour constituer les recharges d'un barrage en remblai présente de nombreux avantages (Carrère, 1996) :

- leur angle de cisaillement plus élevé (37 à 50°) autorise des pentes de talus plus fortes (si toutefois la fondation le permet aussi), donc une réduction du volume total à mettre en œuvre ;
- leur forte perméabilité réduit les problèmes de pression interstitielle ;
- mis en place selon les méthodes modernes (c'est-à-dire non pas seulement déversés et arrosés comme jusque vers 1960, mais fortement compactés avec des compacteurs vibrants lourds), ils sont alors peu compressibles et ne donnent lieu qu'à des tassements réduits après construction (5 fois moins que pour les enrochements non compactés).

Les enrochements sont en général extraits d'une carrière de roche saine, de façon à obtenir une « blocométrie » (granulométrie) qui peut atteindre, voire dépasser, le mètre.

Une telle variante pose néanmoins des problèmes dont les principaux sont :

- une plus forte sollicitation de la fondation, du fait des talus plus raides ; de ce fait, il est déconseillé de placer des enrochements sur une fondation de faibles propriétés mécaniques ;
- la nécessité de prévoir des filtres ou « transitions » plus abondantes puisque les contrastes de granulométrie sont accentués ;
- la nécessité d'une bonne matrice rocheuse, faute de quoi les humidifications et dessiccations successives subies par les enrochements (de la recharge amont notamment) occasionnent l'attrition des arêtes et, donc, des tassements qui peuvent être dommageables ;
- l'état de contraintes dans le noyau argileux, empêche de tasser par les recharges trop raides, peut favoriser la fracturation hydraulique ;
- enfin, il faut mentionner la difficulté matérielle de déterminer les caractéristiques mécaniques des enrochements, pour les raisons évidentes liées à la taille des éléments.

La *Figure 51* présente la coupe type du barrage du Mont- Cenis dans les Alpes.

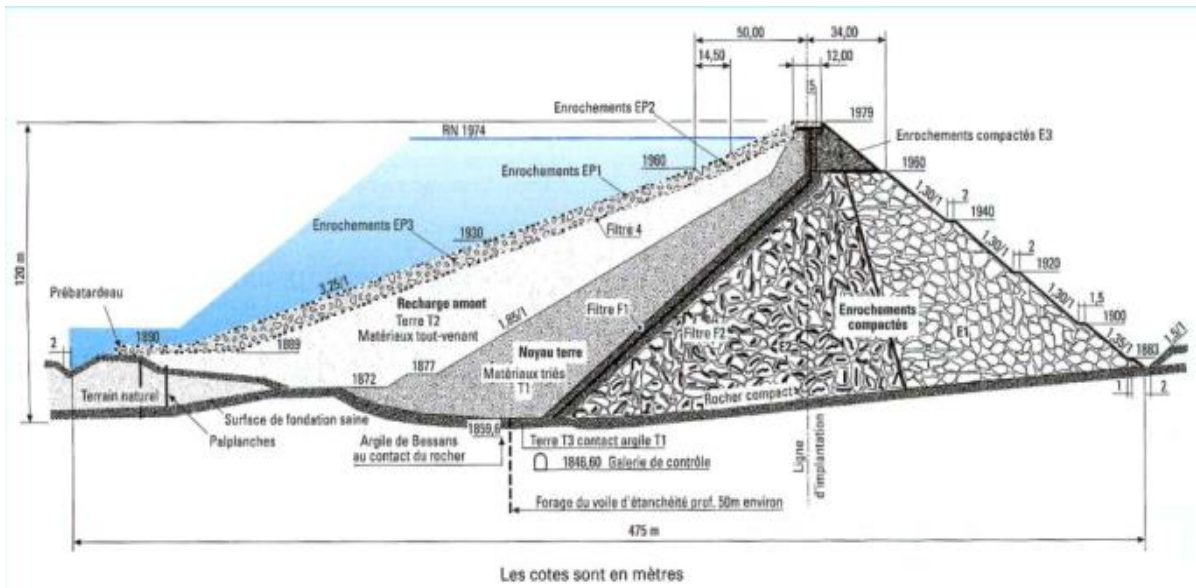


Figure 51 : Barrage en enrochements du Mont-Cenis (France) (Carrère, 1996)

3.8.2. Étanchéités internes artificielles

L'absence de terre à noyau a parfois fait adopter une technique particulière, qui consiste à placer à l'intérieur d'un remblai une paroi étanche sensiblement verticale. À titre d'exemple, le barrage de Storglomvatn en Norvège (*Figure 52*) comporte un noyau de béton bitumineux de 1 m d'épaisseur environ ; cette paroi a été construite au fur et à mesure du remblai, sous forme de couches minces (20 cm) superposées.

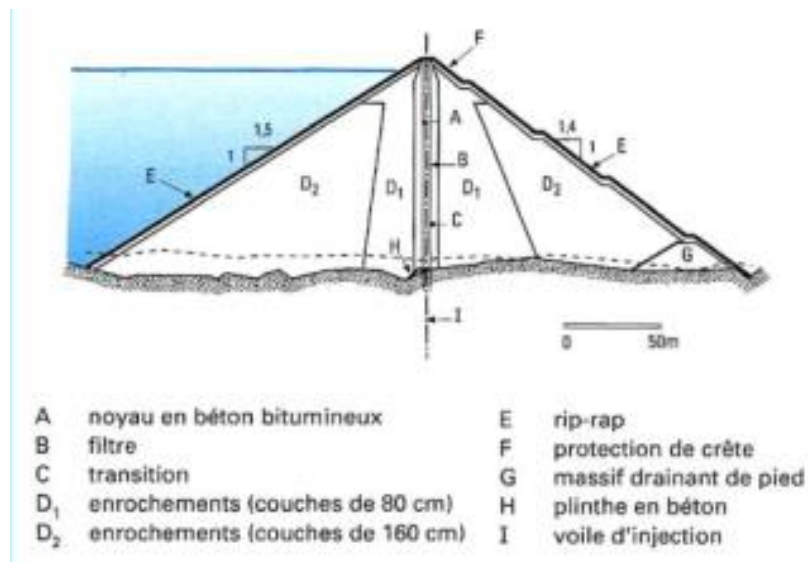


Figure 52 : Barrage à noyau bitumineux de Storglomvatn (Norvège) (Carrère, 1996)

Une autre technique peu répandue consiste à mettre en place, à travers le remblai terminé, une paroi moulée en béton plastique qui rejoint, voire pénètre, la fondation.

Ce genre de réalisations pose toutefois des problèmes de fiabilité du drainage aval, d'autant plus nécessaire que les parois minces sont sensibles aux tassements différés et peut-être aux secousses sismiques (Carrère, 1996).

3.8.3. Barrages à masque amont

Dans les barrages à masque, l'étanchéité est assurée par un organe placé à la surface du parement amont ; le remblai ne joue plus que le rôle de support et se trouve, en principe, à l'abri de l'eau de la retenue (Degoutte, 1997).

Les masques en béton de ciment (Figure 53) sont constitués d'une dalle mince (30 à 80 cm) de béton armé, avec très peu de joints ; mieux adaptés aux pentes fortes, et sensibles aux tassements, ils ne peuvent être posés que sur des remblais en enrochements compactés et sur des fondations rocheuses ; cette solution connaît actuellement un développement important dans le monde, pour des ouvrages de toutes hauteurs qui dépassent 200 m (Carrère, 1996).

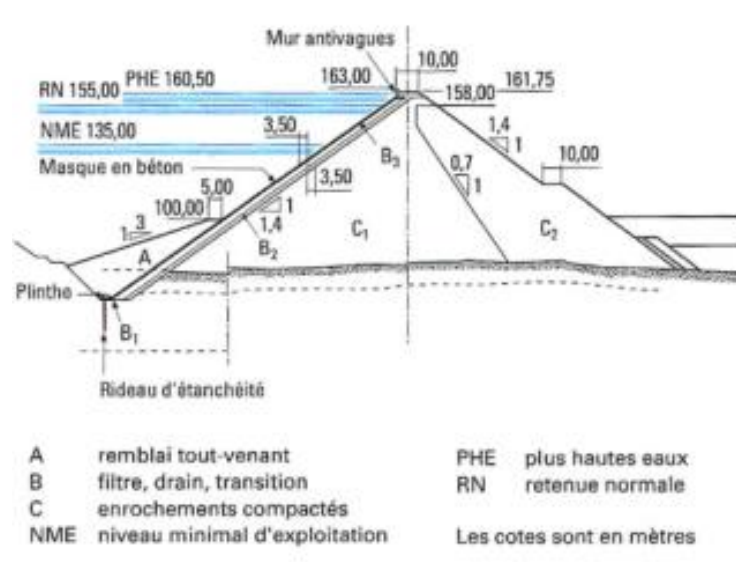


Figure 53 : Barrage à masque en béton de Khao Laem (Thaïlande) (Carrère, 1996)

Les masques en béton bitumineux (Figure 54) sont constitués de deux ou trois couches d'enrobés compactés, plus riches en bitume (7 à 9 %) que les enrobés routiers, ce qui leur confère à la fois une bonne étanchéité et une déformabilité contrôlée ; les pentes ne doivent pas être plus raides que $2h/1v$ (h : horizontale, v : verticale), ce qui permet de les associer à un remblai de terre. De telles solutions se rencontrent principalement en Europe pour des hauteurs inférieures à 100 m (Carrère, 1996).

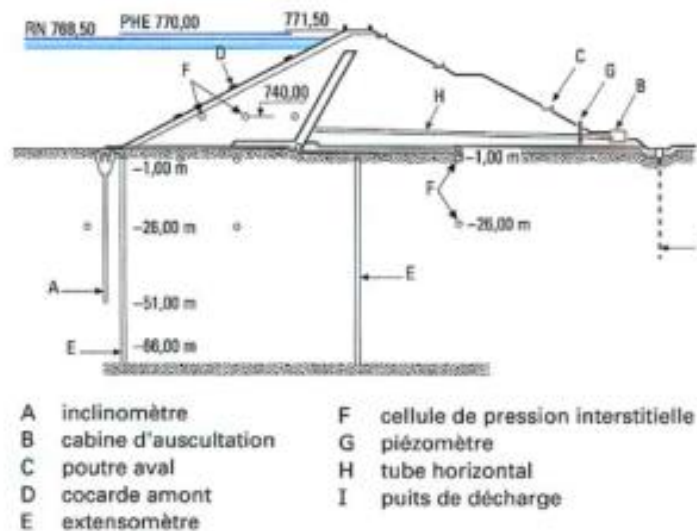


Figure 54 : Barrage à masque bitumineux du Verney (France)

Citons pour terminer les étanchéités superficielles amont constituées par des **géomembranes** ou des **feuilles étanches préfabriquées** à base de bitume, plastiques, élastomères, ou combinaisons de ces produits ; ces solutions sont réservées jusqu'à présent à (les années 90) des ouvrages de hauteur modérée ; ces étanchéités doivent être protégées des agents extérieurs divers par une couche superficielle naturelle (transition, petits enrochements) ou artificielle (géotextiles, dalles...).

Un problème commun à tous les types de barrages à masque amont est celui du raccordement périphérique à la fondation, laquelle est incapable de supporter des gradients hydrauliques comparables à ceux qui existent dans le masque lui-même : il faut donc prévoir un organe de transition, qui revêt en général la forme d'une plinthe en béton ancrée à la fondation, permettant la réalisation d'une ou plusieurs lignes d'injection et, parfois, une galerie de visite et de drainage (Carrère, 1996).

CHAPITRE 4 :
ORGANES HYDRAULIQUES FONCTIONNELS ET
ANNEXES

CHAPITRE 4 : ORGANES HYDRAULIQUES FONCTIONNELS ET ANNEXES

INTRODUCTION

Pendant d'élaboration d'un projet de la retenue formée par un barrage fixe, on doit prévoir l'implantation des ouvrages annexes convenant à cet ouvrage en tenant compte du type de barrage, sa fondation, les rives de la vallée, la topographie du site et autres.

Les ouvrages annexes prévus pour la retenue seront.

- l'ouvrage de vidange de fond ;
- l'ouvrage de prise d'eau ;
- l'ouvrage de l'évacuateur de crues ;
- l'ouvrage de la dérivation provisoire.

Chaque catégorie de ces ouvrages comporte différentes variantes, représentant des avantages et des inconvénients, le but est donc de choisir le type d'ouvrage le plus adéquat (fonctionnement - économie) à la retenue.

4.1. EVACUATEURS DE CRUES

4.1.1. Généralités

Les évacuateurs de crues ont pour rôle d'assurer l'évacuation des crues exceptionnelles survenant à retenue normale pleine sans risque de déversement sur la digue et sans créer d'érosion en aval risquant d'être dommageable pour la digue. 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. 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 (Degoutte, 1997).

Il s'agit du ou des organes hydrauliques qui permettent de relâcher à l'aval tout ou partie d'une crue survenant de l'amont, de telle sorte que la sécurité du barrage ne soit pas mise en question pendant cet épisode. Dans les aménagements qui ont un but de protection de l'aval contre les crues, une partie du volume de celles-ci est stockée temporairement dans la tranche supérieure du réservoir ; dans ce cas, le débit maximal sortant est réduit à une fraction du débit entrant et, en contrepartie, la durée de déversement est plus longue que la crue elle-même. On pourrait penser à généraliser ce principe et faire des économies sur l'évacuateur en accroissant la partie du réservoir consacrée à l'amortissement. En réalité, le risque lié à des fortes crues se suivant à

court intervalle de temps augmenterait ainsi considérablement ; c'est pourquoi on s'impose en général que l'évacuateur puisse passer au moins **30 à 50 %** du débit de pointe de la crue.

Dans tous les cas, le dimensionnement se réfère à la crue de projet définie par l'hydrologie ; on adopte soit la crue de période de récurrence **10 000 ans**, soit la « *crue maximale probable* » définie sur des bases déterministes ; les ouvrages en béton, moins sensibles aux effets d'une submersion, se voient par fois affecter une crue de projet de période plus courte : **1 000 à 5 000 ans**, selon leur taille et les risques potentiels à l'aval.

Dans sa version la plus simple, l'évacuateur de crues est un **simple déversoir** ou **trop-plein**, qui laisse passer tout le volume de la crue qui n'a pas pu être stocké temporairement dans le réservoir. Le flot, après avoir franchi le déversoir, est conduit à l'aval, soit par un *coursier* incliné qui s'achève dans un *bassin à ressaut* de dissipation de l'énergie (on évite ainsi d'endommager le cours aval de la rivière et de mettre en danger les rives), soit par un système dit à *saut de ski*, qui a pour effet de lancer l'eau le plus loin possible du pied aval du barrage, là où l'impact n'est pas dommageable. Les barrages en béton peuvent facilement supporter leurs évacuateurs ; les remblais en revanche s'y prêtent mal ; on place alors ceux-ci sur les rives, ou bien encore on les réalise en forme de corolles, qui déversent dans un tunnel (Carrère, 1996).

4.1.2. Critères de choix de l'évacuateur de crue

Les principaux critères à prendre en considération pour le choix de l'évacuateur de crues sont :

1. la sûreté et la sécurité de fonctionnement ;
2. les difficultés de réalisation ;
3. les exigences typographiques du site ;
4. les exigences géologiques du site ;
5. la facilité d'entretien ;
6. la facilité de modification ;
7. le coût de l'ouvrage.

Les évacuateurs de crues se divisent en deux catégories (Comité des Grands Barrages, 1987) selon les principes type :

- a. l'évacuateur à écoulement libre ;
- b. l'évacuateur par puit noyé.

4.1.3. Différents types des évacuateurs de crues

4.1.3.1. Evacuateur de crues en puits (tulipe)

Dans ce type d'ouvrage (**Figure 55**), le déversoir en lui-même est circulaire ou semi-circulaire, il se prolonge par un puits coudé suivi d'une galerie ou d'une conduite à écoulement à surface libre et un dissipateur d'énergie aval (Rolley et al., 1977).

La loi de débit est similaire à celle des évacuateurs de surfaces linéaires en écoulement dénoyé, mais lorsque l'ouvrage est noyé, il se comporte comme un orifice à veine mouillée (Durand et al., 1999, Ginocchio and Viollet, 2012).

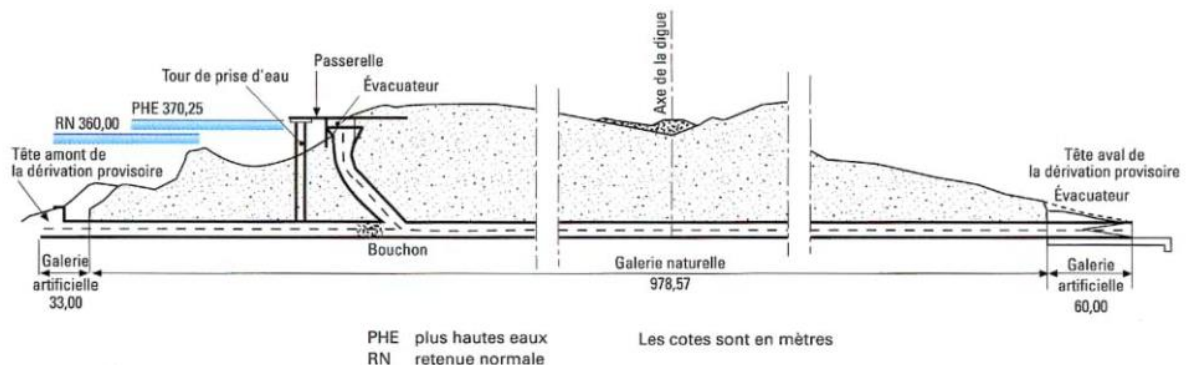


Figure 55 : Évacuateur à puits et tunnel (Hammam Debagh, Algérie) (Carrère, 1996).

L'évacuateur en puits est un ouvrage en béton de forme circulaire. Il évacue l'eau par chute verticale dans la conduite enterrée débouchant à l'aval de la digue dans un bassin de dissipation. Le puits peut servir également de tour de prise d'eau. La conduite d'évacuation joue le rôle de conduite de vidange.

Ce type d'ouvrage équipera le plus souvent les grands barrages vu les avantages :

- évacuation d'importants débits ($80 < Q < 6000$) m^3/s ;
- bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.

En parallèle ce type d'évacuateurs représente les inconvénients :

- problème de saturation (Débit supérieur à celui de dimensionnement, charriage) ;
- problème de vibration ;
- prévoir des protections anti-vortex (coût et entretien) ;
- dissipation au pied de la digue.

4.1.3.2. Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral

Ce type d'ouvrage est à écoulement à surface libre, son critère de choix est purement topographique. Ce type représente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversante. L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier (Degoutte, 1997, Durand et al., 1999).

4.1.3.3. Evacuateur de crues latéral à entonnement frontal

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs à écoulement à surface libre (Durand et al., 1999). Il représente les avantages :

- a) fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet ;
- b) facilité de réalisation.

Ces inconvénients sont :

- a) le coût peu élevé.
- b) la difficulté de modification.

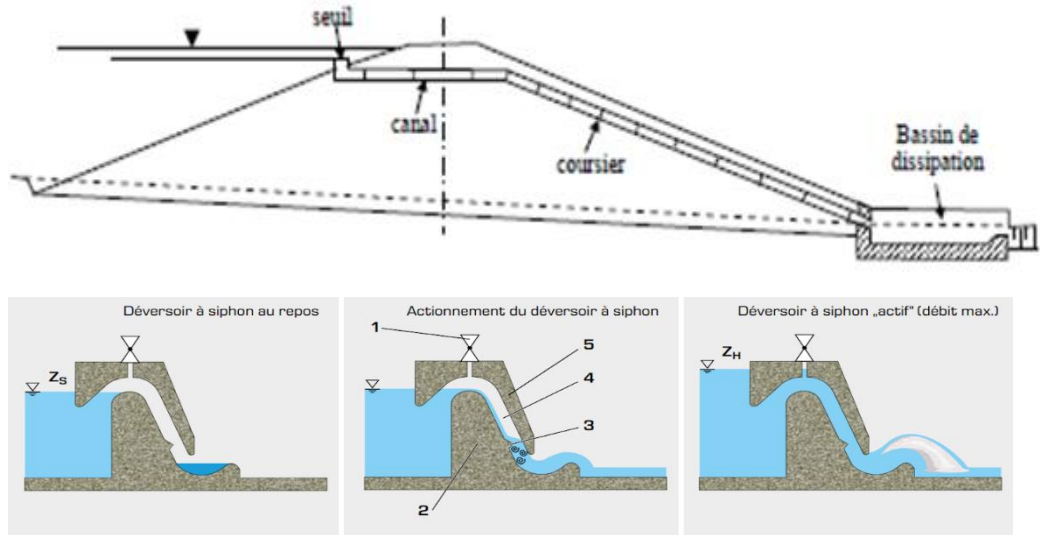
4.1.3.4. Evacuateur de crues en siphon

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, posé sur le corps du barrage (**Figure 56**) (Durand et al., 1999), il représente les avantages :

- a) aucune exigence topographique ;
- b) calcul usuel.

Ces inconvénients sont :

- a) amorçage et le désamorçage ;
- b) entretien indispensable ;
- c) débit faible à évacuer ;
- d) dispositif sur le corps de la digue.



Principe d'un déversoir à siphon : **1** aération maniable, **2** corps de déversoir, **3** nez d'amorçage, **4** tuyau de siphon, **5** recouvrement de siphon ; Z_s niveau maximal de la retenue, Z_H niveau maximal de la retenue le plus élevé

Figure 56 : Déversoir en charge de type siphon (Maalel and Hafsia, 2012)

4.1.3.5. Evacuateurs vannés

Les évacuateurs vannés peuvent fonctionner à surface libre ou en charge. Les évacuateurs vannés permettent de contrôler le débit sortant du barrage tout en augmentant le volume emmagasiné tant que toutes les vannes contribuant à l'évacuation des crues ne sont pas totalement ouvertes (Degoutte, 1997). Toutefois, les vannes sont sujettes à des défaillances, pouvant remettre en cause la débitance totale de l'ouvrage lors d'une crue. La fiabilité doit donc être un élément prioritaire pour les évacuateurs vannés (Degoutte, 1997, Durand et al., 1999).

Les vannes les plus utilisées sont souvent des vannes segments, des vannes wagons ou encore des clapets.

a) Clapet

Les clapets sont des vannes abaissantes constituées d'un bordé généralement de forme cylindrique supporté par une structure en caisson type « ventre de poisson » ou classique articulé sur le seuil du pertuis (**Figure 57**).

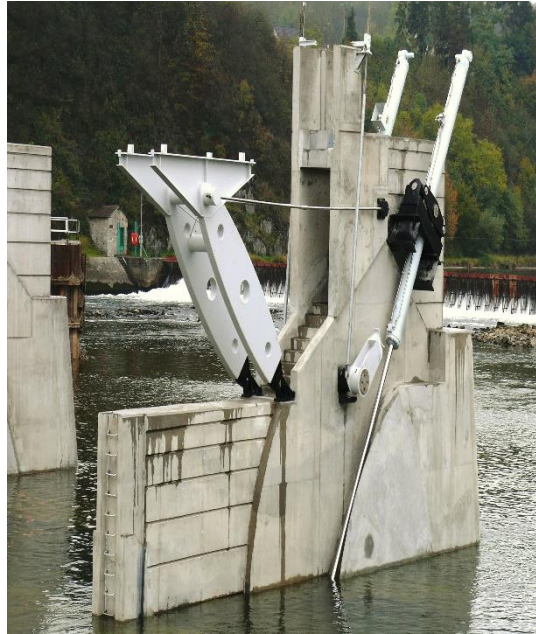
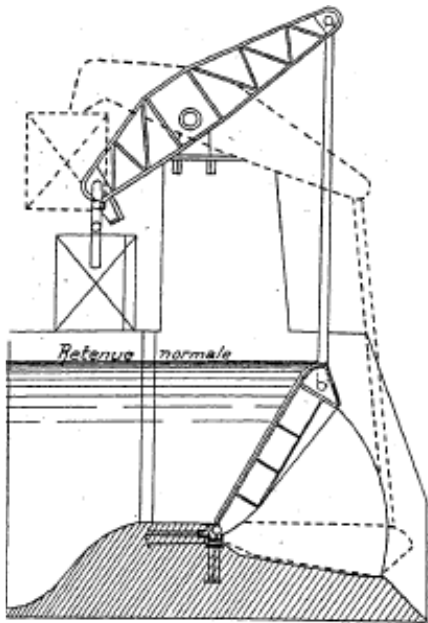


Figure 57 : Vanne Clapet

Les clapets peuvent être manœuvrés par des vérins, des treuils à chaînes, des systèmes à crémaillère ou des dispositifs à flotteur ou bien encore par la charge d'eau de la retenue, via un contrepoids.

b) Vanne segment

Les vannes segments sont des vannes levantes constituées d'un tablier de forme cylindrique assurant la bouchure du pertuis, prolongé par deux bras latéraux permettant le transfert des charges sur le béton des bajoyers. Elles ont l'avantage de reporter la poussée de l'eau sur l'axe. Lorsqu'elles sont installées en surface, ces vannes peuvent être équipées d'un volet déversant permettant le passage des faibles débits et des corps flottants (Degoutte, 1997) (**Figure 58**).

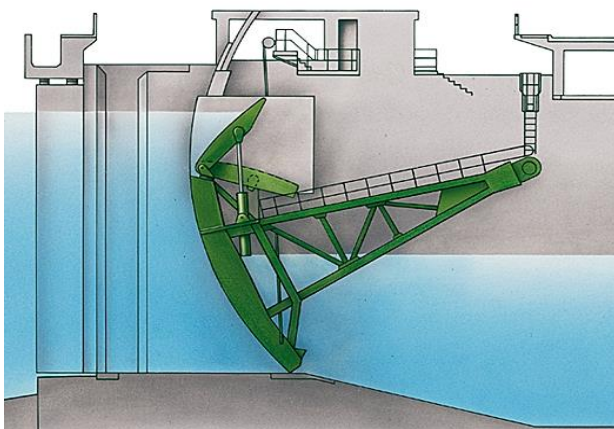


Figure 58 : Vanne segment (Delliou, 2003)

c) Vanne wagon

Les vannes wagons simples sont des vannes levantes constituées d'un tablier métallique plat, réalisé en un ou plusieurs éléments solidaires entre eux (**Figure 59**). Chaque élément possède des galets de roulement prenant appui sur des rails situés dans des rainures latérales réalisées dans le béton des bajoyers. Leur manœuvre nécessite des efforts de manœuvre importants, des rainures latérales et une superstructure verticale importante (Degoutte, 1997).

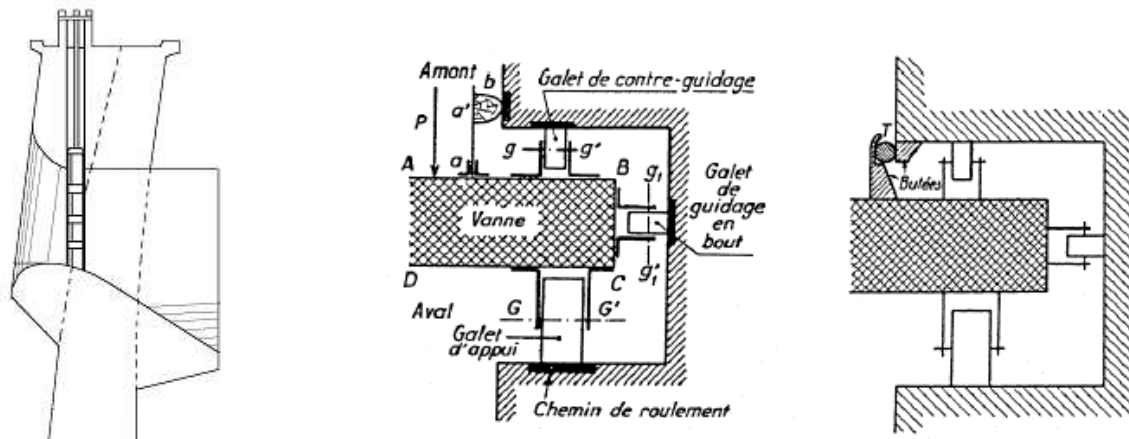


Figure 59 : Coupes types d'une vanne wagon (Delliou, 2003)

4.1.4. Seuil déversant : Déversoir

Il existe divers types de seuils (déversoirs) libres, dont la forme hydraulique est plus ou moins complexe et détermine le coefficient de débit de l'ouvrage : seuils profilés, seuils minces ou épais, seuils circulaires, seuils labyrinthes, seuils à touches de piano (PK-Weir), etc. Le choix du type de seuil dépend de la hauteur d'eau admise pour la surélévation du plan d'eau, du débit à évacuer et de la longueur de seuil disponible.

Pour les ouvrages qui doivent contrôler des débits importants, la géométrie du déversoir ne dépend pas seulement de considérations hydrauliques ; en effet, la stabilité de l'ouvrage, les caractéristiques du sous-sol, le type de barrage choisit et la topographie doivent être également pris en compte (Rolley et al., 1977).

a) Déversoir à crête rectiligne

Les premiers déversoirs construits avaient une forme trapézoïdale dont l'arête amont sépare l'écoulement de la structure créant ainsi une zone de haute turbulence associée à des sous-pressions importantes (Rolley et al., 1977).

Pour éviter les sous-pressions le long du radier des déversoirs, la nappe inférieure du déversoir en mince paroi standard est prise comme géométrie du déversoir standard à crête fixe. Ainsi, pour un débit identique à celui passant par un déversoir en mince paroi à charge \bar{H} , on obtient pour le déversoir à crête fixe une charge (Rolley et al., 1977):

$$H_D = \bar{H} - \Delta H \quad (4-1)$$

H_D étant la charge de dimensionnement (*Figure 60*). La distance verticale ΔH entre les deux crêtes peut être négligeable est vaut à peu près $\bar{H}/9$

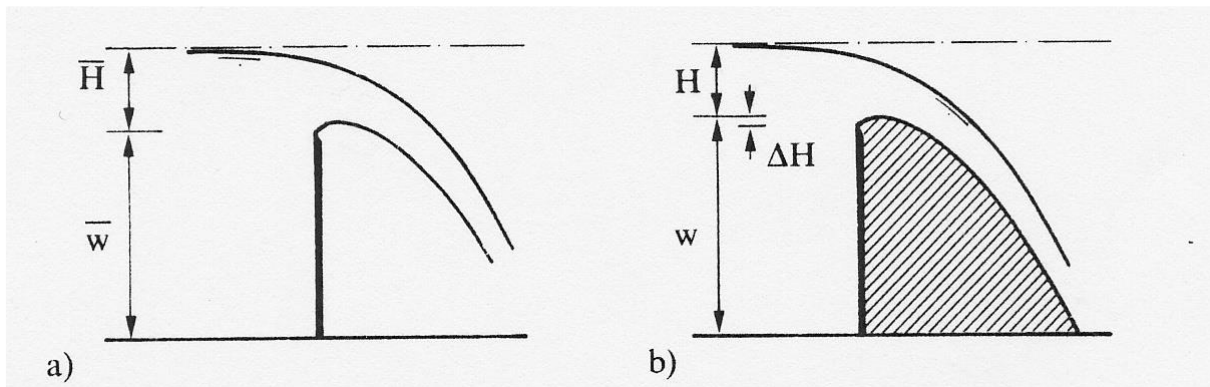


Figure 60 : (a) déversoir en mince paroi standard ; (b) déversoir standard correspondant (Rolley et al., 1977)

Le débit s'écoulant par-dessus ce déversoir est donné par :

$$Q = C_d \cdot B \cdot \sqrt{2g} \cdot H D^{3/2} \quad (4-2)$$

C_d est le coefficient de débit du déversoir standard.

L'effet de la charge relative H/H_D sur le coefficient de débit C_d selon l'équation (4-1) a été observé expérimentalement.

La *Figure 61* représente des résultats de divers expérimentateurs.

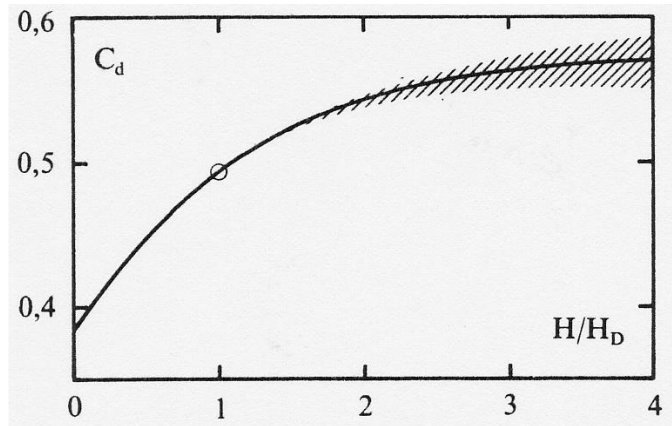


Figure 61 : Coefficient C_d fonction de H/H_D (Rolley et al., 1977)

Le rapport H/H_D doit donc être limité à un maximum imposé par les deux conditions suivantes :

- la séparation de l'écoulement du déversoir standard ;
- la sous-pression aux environs de la crête du déversoir standard.

Afin d'éviter le phénomène d'érosion de cavitation causé par le risque d'apparition de sous-pressions, la charge H est limitée par la **Figure 62**.

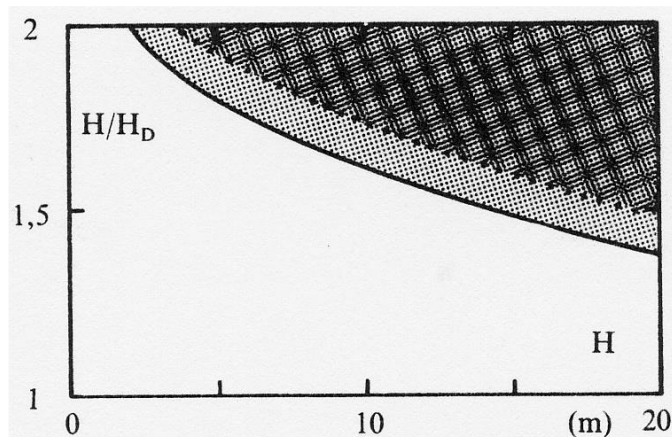


Figure 62 : Domaines de cavitation provoquée par un déversoir standard.

(—) début de la cavitation, (...) cavitation accomplie,

charge H (m) en fonction du rapport H/H_d (Rolley et al., 1977)

La géométrie de la nappe inférieure d'un déversoir en mince paroi standard est exprimée en coordonnées adimensionnelles :

$$X = x/H_D \quad (4-3)$$

Et

$$Z = z/H_D \quad (4-4)$$

La **figure 62** représente la proposition de l'USACE (United States Army, Corps of Engineers).

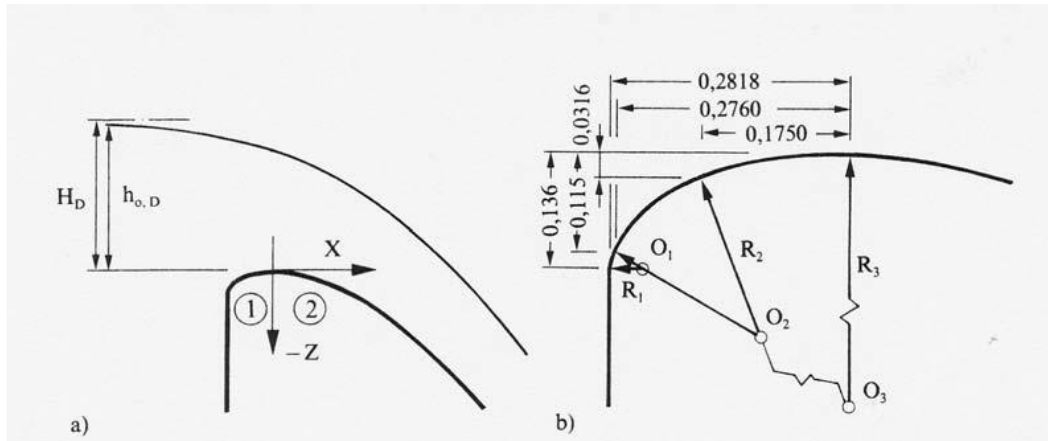


Figure 63 : Géométrie de la crête du déversoir standard à parement amont vertical pour $H_D = 1\text{m}$ (Rolley et al., 1977)

La courbe se compose de trois arcs circulaires au quadrant amont ($x \leq 0$) et de fonction de puissance :

$$-Z = \frac{1}{2} X^{1,85} ; \quad X > 0 \quad (4-5)$$

Pour le quadrant aval $(X ; Z) = (0, 0)$ correspond à l'origine des coordonnées et coïncide avec la crête du déversoir standard.

b) Déversoirs à crête non rectiligne

Pour réduire l'emprise d'un ouvrage d'évacuation, un déversoir à crête courbe ou en ligne brisée peut s'avérer économique (Degoutte, 1997). On citera pour mémoire :

- **Déversoir à crête circulaire**

Les déversoirs à crête circulaire ont des dimensions minimales en plan, et peuvent être plus économiques que les déversoirs rectilignes suivis d'un coursier, surtout si une galerie horizontale existante (dérivation provisoire) peut être raccordée au puits (Degoutte, 1997).

- **Déversoir labyrinthe**

Pour augmenter la longueur d'une crête déversante, normalement rectiligne, on peut lui donner une forme polygonale en plan. C'est la naissance des déversoirs labyrinthes. Le déversoir en labyrinthe permet un bon compromis entre le besoin d'une grande capacité de déversement et la largeur limitée de l'emplacement disponible sur le terrain (Crookston, 2010).

Selon la géométrie de la forme en plan du déversoir en labyrinthe on distingue plusieurs formes : Trapézoïdales, triangulaires, rectangulaires, curvilignes, etc... (Lempérière et al., 2003) (**Figure 64**).

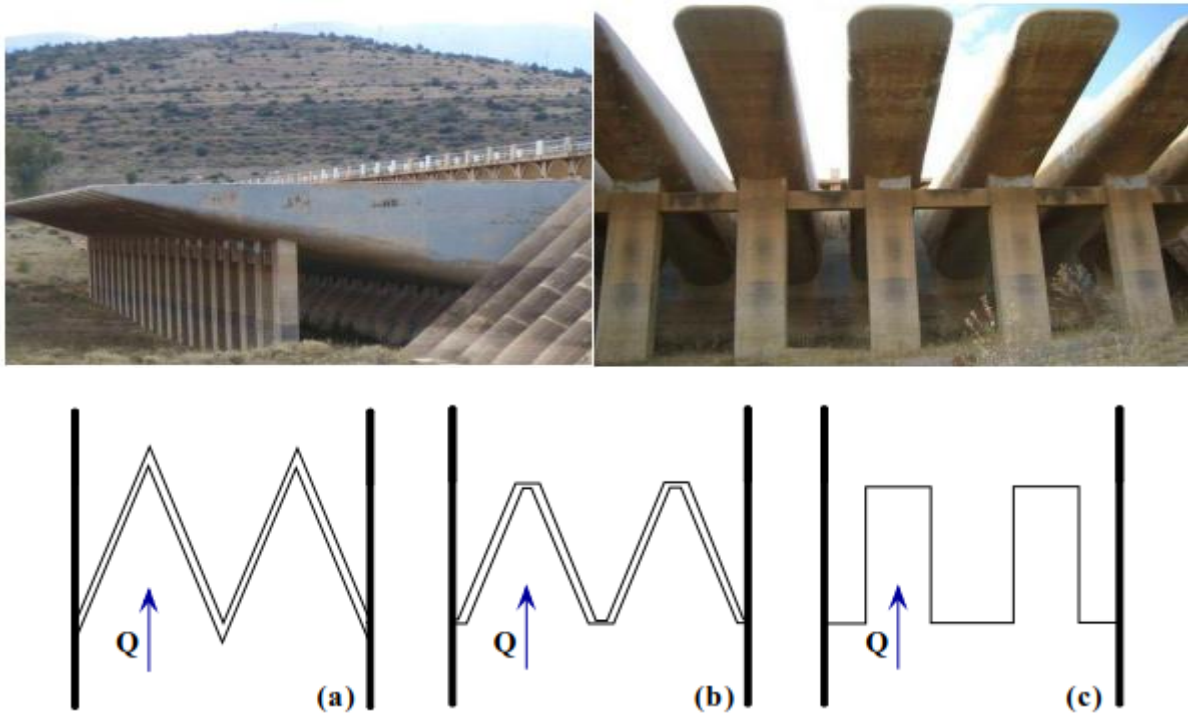


Figure 64 : Vue de déversoir en labyrinthe du barrage Beni Bahdel –Algérie (Ben Saïd, 2018)
 Classifications générales des déversoirs en labyrinthe :
 triangulaire (a) trapézoïdal (b) et rectangulaire (c) (Crookston, 2010)

- **Déversoir à touches de piano (PK-weir)**

Le concept du déversoir en labyrinthe se base essentiellement sur la modification de l'alignement de la crête de forme rectiligne en une forme d'alignement non rectiligne sous forme de lignes discontinues. Ce type de déversoir représente une structure idéale pour faire passer des fortes crues à des charges comparativement faibles ; souvent utilisé lorsque la largeur de l'emprise est limitée ou lorsque les conditions de charges maximales sont réduites. Bien que le déversoir labyrinthe ait une large application pour les barrages en terre, sa conception pour les barrages poids reste un inconvénient (Richard and Hager, 1989).

Une nouvelle forme de déversoir non rectiligne baptisée Piano Keys Weir (PK-Weir) a été développée par Hydrocoop-France en collaboration avec le Laboratoire Aménagements Hydrauliques et Environnement de l'Université de Biskra (Algérie) (*Figure 65*).

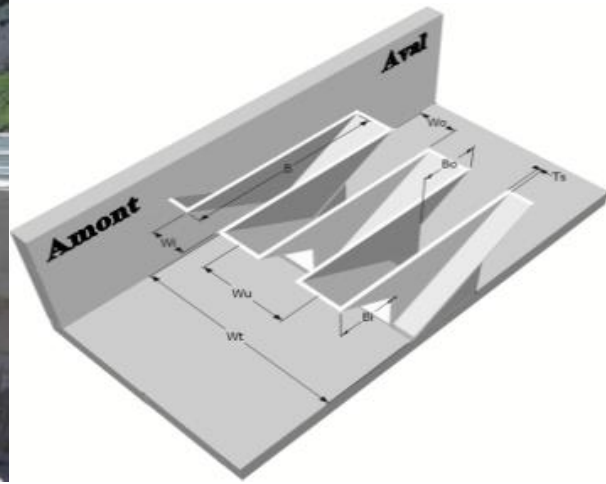


Figure 65: Schéma d'un élément du déversoir en touches de Piano (PK-Weir) (Ben Saïd, 2018)

4.1.5. Coursier

Le coursier commence au pied du déversoir par un chenal et un convergent (Hager and Schleiss, 2009).

a) Le chenal

Le chenal fait directement suite au déversoir, dans le cas d'un évacuateur de surface. Sa pente est suffisamment faible pour que le régime y soit fluvial. En général, le chenal est de section rectangulaire qui est la disposition hydraulique la plus intéressante après un déversoir. Sa longueur est rarement importante car il sert uniquement à passer le sommet du barrage avant d'aboutir au coursier en aval.

Le chenal étant trop court, le régime n'y est pas uniforme en général. Immédiatement à l'aval du déversoir, il s'établit un ressaut qui amène l'écoulement fluvial.

Les conditions d'écoulement se vérifient en calculant la profondeur critique, la profondeur normale et la pente (Bellier, 1982).

b) Le convergent

Il sert à la diminution de déversoir en le ramenant à une largeur économique du coursier. Il permet aussi à bien marquer le passage en écoulement torrentiel. La longueur minimum du convergent aboutit à la section de contrôle (section où la hauteur critique est atteinte), à partir de laquelle la pente du coursier augmente. Elle est donnée par (Bonnet, 1920, Degoutte, 1997, Hager and Schleiss, 2009) :

$$L_c = 2,5(L_1 - L_2) \quad (4-6)$$

Où :

L₁ : largeur au plafond du bief amont

L₂ : largeur au plafond de la section de contrôle

c) Le coursier

Le coursier fait suite au chenal et conduit l'eau au thalweg. Il est plus souvent construit en béton et il est fortement conseillé de lui donner une section rectangulaire, ce qui assure un écoulement régulier. L'expérience montre que la forme la plus économique correspond à une largeur égale à deux fois le tirant d'eau.

En première approximation, la largeur du coursier peut être donnée par la relation (Degoutte, 1997, Hager and Schleiss, 2009) :

$$l = Q^{0.4} \quad (4-7)$$

Où :

l : largeur du coursier (m)

Q : débit (m³/s)

Le tirant d'eau est déterminé soit à l'aide d'abaque soit en résolvant l'équation différentielle d'un écoulement graduellement varié (Degoutte, 1997, Hager and Schleiss, 2009) :

$$\frac{dh}{dl} = \frac{i - \frac{n^2 Q^2}{R^{4/3} A^2}}{1 - \frac{Q^2 B}{g A^3}} \quad (4-8)$$

dh : variation de la hauteur d'eau.

dl : distance entre deux sections consécutives, (m).

Où :

h : hauteur d'eau dans différentes sections, (m). Dans la première section h est égale à la hauteur de l'eau à la sortie de la transition (**hc**); dans les sections restantes, on suppose des valeurs de **h** inférieures à **hc**.

A : surface mouillée de la section analysée, (m²).

χ : périmètre mouillé, (m).

R : rayon hydraulique, (m).

B : largeur au miroir (m)

$\frac{n^2 Q^2}{R^{4/3} A^2}$: Pente de la surface d'eau pour un régime normal

$i - \frac{n^2 Q^2}{R^{4/3} A^2}$: Différence entre la pente du fond du coursier et la pente de la surface d'eau pour un régime normal.

4.1.6. Choix du type de déversoir

Le choix entre un déversoir de surface et un déversoir en charge dépend (Rolley et al., 1977):

- de l'importance des débits à évacuer
- de la dénivellation entre la cote des plus hautes eaux et celle du lit de l'oued dans la zone de rejet des eaux à l'aval,
- de la nature des terrains traversés par l'ouvrage, en particulier par le canal ou coursier (rendant nécessaire ou pas le revêtement).

Dans tous les cas, il est recommandé de concevoir l'évacuateur de crues le plus **simple**ment possible afin de circonscrire les coûts dans les limites raisonnables.

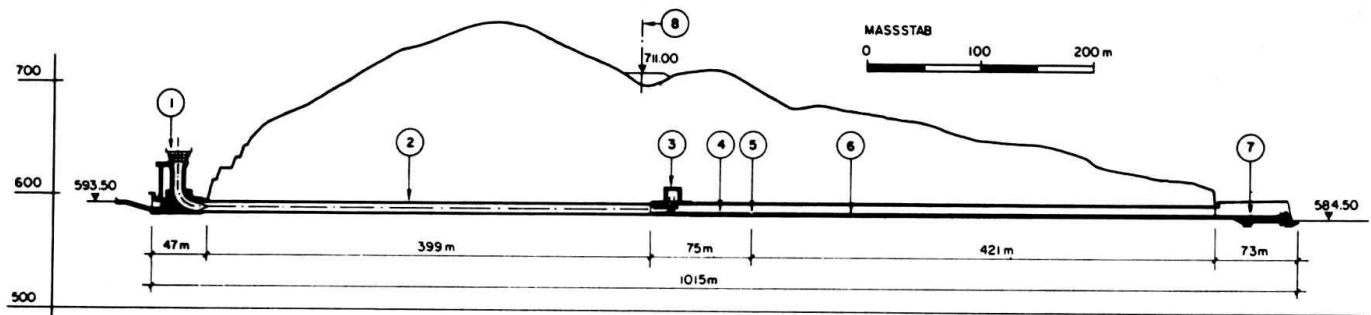
Il faut noter que les déversoirs **en charge** ont, par rapport aux déversoirs de surface :

- ✓ une marge de sécurité beaucoup **moins** grande, due aux variations du débit en fonction de la charge nettement moins élevée ($H^{1/2}$ et $H^{3/2}$) ;
- ✓ un coût de réalisation plus élevé.

4.2. VIDANGE DE FOND

L'ouvrage de vidange est primordial pour un barrage (*Figure 65*), il a pour rôle (Schleiss and Pougatsch, 2011) :

- ✓ d'assurer la vidange de la retenue en quelques jours en cas d'avarie grave constatée sur les ouvrages (Renards, glissement d'une partie de talus aval) ;
- ✓ de vider la tranche morte en fine saison d'utilisation des eaux stockées pour l'entretien de la retenue (curage éventuel des dépôts et des parties amont du collinaire prise, parement amont de la digue) ;
- ✓ de faire passer les eaux lors de la montée du remblai (évacuation de la crue de chantier).



- | | |
|---|--|
| (1) Aération du fond (rainure d'aération) | (5) Ouvrage d'entrée (avec grille grossière) |
| (2) Galerie de vidange aval bétonnée | (6) Galerie de vidange amont (Ø 9.0 m) |
| (3) Ouvrage de restitution (saut de ski) | (7) Chambre des vannes |
| (4) Axe de la digue | (8) Galerie de vidange aval blindée (75 m) |

Figure 66 : Eléments d'une vidange de fond (Carrère, 1996)

4.2.1. Conception des vidanges de fond

L'ouvrage de vidange peut être de plusieurs types tels que :

4.2.1.1. Conduite de vidange en charge

L'ouvrage est généralement combiné avec celui de la prise ou de l'évacuateur de crue (tulipe). La conduite de vidange doit être en acier enrobé de béton armé ou une conduite en âme tôle sous le remblai, son diamètre est fonction du débit à évacuer (Bonnet, 1920, Degoutte, 1997).

4.2.1.2. Conduites à écoulement libre

Deux types de conduites peuvent être employés pour les réaliser :

- ✓ le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier ;
- ✓ la canalisation en béton de type galerie ou ovoïde (plus de 2 m) de hauteur.

L'aération de l'écoulement dans ces conduites est nécessaire, on prévoit donc un reniflard à l'aval immédiat de la vanne amont afin d'éviter les phénomènes de battements ou de vibration sous l'effet de passage en écoulements instables à forts débits.

4.2.1.3. Ouvrages de vidange à batardeau

Il peut être judicieux de prévoir la vidange sous forme d'un pertuis dans l'évacuateur de surface (déversoir poids, barrage déversant), comportant un système d'obturation par vanne à glissement ou, plus simplement, par un batardeau. Ce système est rustique il est moins soumis aux aléas d'entretien, tel que blocage de vannes (*Figure 67*).

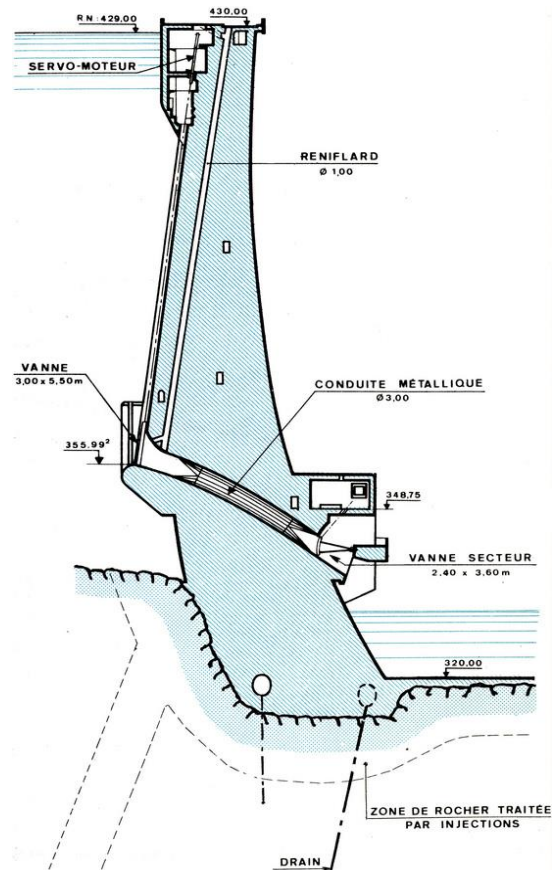


Figure 67 : Vidange combinée avec le barrage

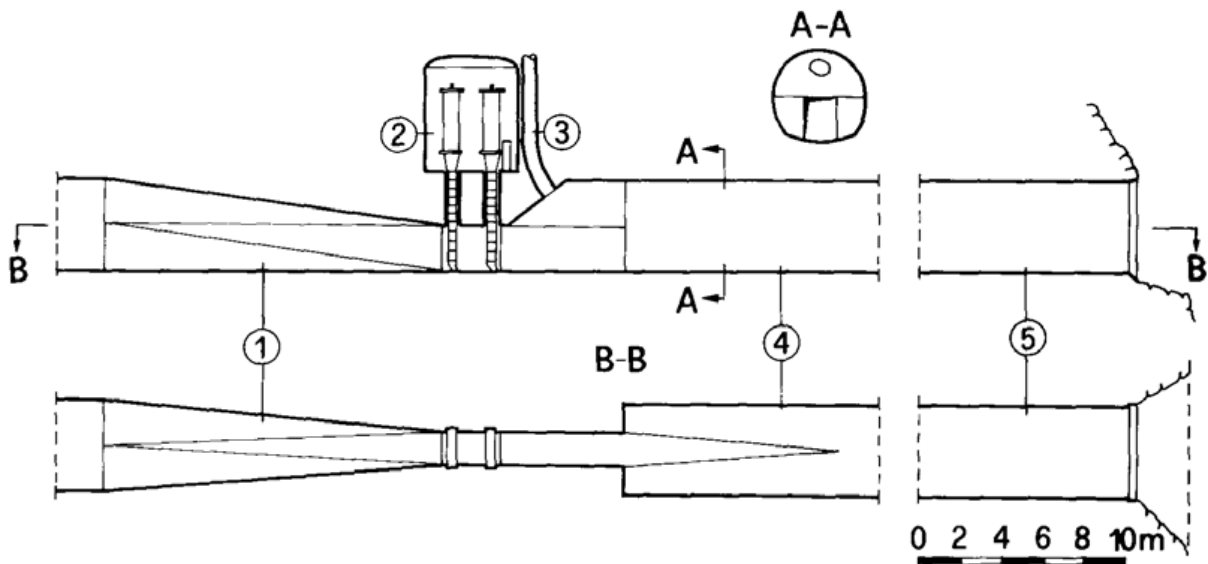


Figure 68 : Vidange de fond schématisée, (1) transition du profil circulaire au profil rectangulaire ; (2) chambre de vannes ; (3) canal d'aération ; (4) galerie de vidange ; (5) sortie de la galerie

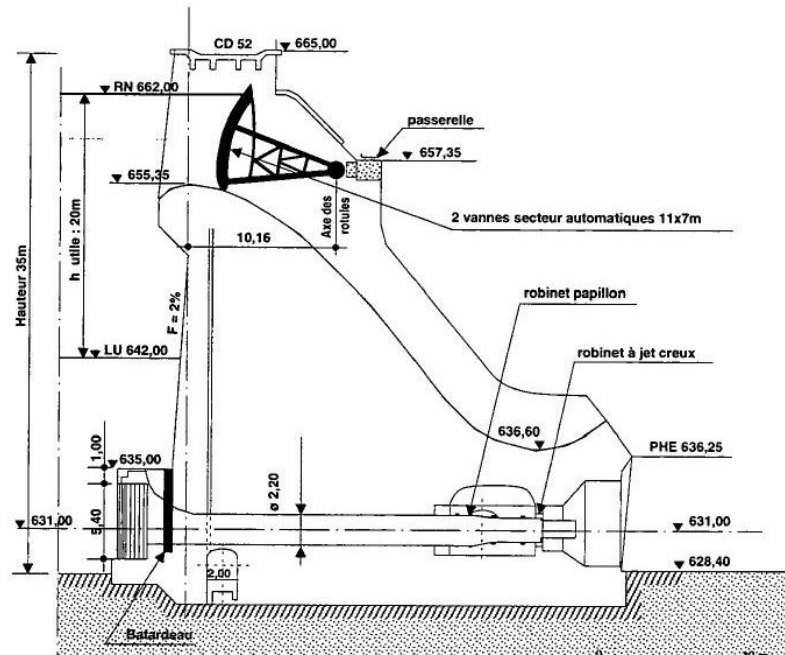


Figure 69 : Vidange amont en charge

4.2.2. Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite de vidange

- Il faut d'une part une protection amont afin d'éviter tout problème dû au transport solide (colmatage), et d'autre part prévoir un dissipateur d'énergie à l'aval pour éviter les affouillements ;
- Prévoir une bonne assise pour la conduite ;
- Prévoir le nombre et la position des vannes nécessaires en fonction des types des conduites, de leurs diamètres, de la charge amont du barrage et du volume stocké.

Quelques dispositifs minimums de vidange qu'on doit tenir en compte sont donnés dans le tableau 11.

Tableau 11: Type de vidange de fond en fonction de $H^2 \cdot \sqrt{V}$

$H^2 \cdot \sqrt{V}$	Type de conduite	Diamètre (mm)	Nombre de position des vannes
≤ 30	P V C Acier	(160 – 200) 300	<i>Une vanne en aval</i>
30 à 100	Acier	300 - 400	
100 à 300	Acier ou béton en âme tôle	400 – 600	<i>Une vanne de garde amont et une vanne aval</i>
300 à 700		600 – 800	
700 à 1500		800 - 1200	
≥ 1500	<i>Galerie en béton armé (tuyau posé dans la galerie de visite)</i>		<i>Vanne de garde et vanne réglable en aval</i>

H : Hauteur du barrage en (m).

V : Volume d'eau stocké en (M m³).

Pour la conduite de vidange on prévoit une surélévation par rapport à la galerie de dérivation pour éviter tous risques d'envasement pouvant par la suite bloquer la vanne.

4.2.3. Dimensionnement de l'ouvrage de vidange

4.2.3.1. Calcul du débit de vidange

Pendant la période d'évacuation par la vidange, le volume d'eau évacué est composé du volume utile de la retenue est du volume entrant à la retenue durant cette période.

Le débit évacué par la vidange de fond sera :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r \quad (4-9)$$

Application

V_u : volume utile en [m³] : $V_u = 787000 \text{ m}^3$.

T : temps de vidange ($15 < T < 21$) jours on prend : $T = 18$ jours.

Q_r : débit entrant dans la retenue pendant la vidange : $Q_r = 856995 \text{ m}^3$.

$$\text{Soit : } Q_{vf} = \frac{787000}{18.86400} + \frac{856995}{31.54.10^6} = 0,53 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$Q_{vf} = 0,53 \text{ m}^3/\text{s}$$

4.2.3.2. Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre

$$\text{Nous avons : } Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H} \quad (4-10)$$

$$\text{D'où : } S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2g \cdot H}} \quad (4-11)$$

Q_{vf} : Débit de la vidange de fond (m^3/s).

H : charge disponible entre le niveau normal de la retenue et l'aval en [m].

μ : Coefficient de débit : $\mu \in [0,8 - 0,85]$

Application

On prend : $\mu = 0,80$.

$$\text{Soit : } S = \frac{0,53}{0,8 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 18,83}} = 0,034 \text{ m}^2$$

$$\text{Le diamètre de la conduite sera : } D_{vf} = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,034}{\pi}} = 0,21 \text{ m}$$

On adopte un diamètre normalisé : **$D_{vf} = 250 \text{ mm}$**

4.2.3.3. Correction du coefficient de débit μ

$$\text{On a : } \mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_I}} \quad (4-12)$$

$\sum \xi_I$: Somme des coefficients des pertes de charges (linéaires et singulières).

$$\text{Coefficients des pertes de charge linéaires : } \xi_{lin} = \frac{\lambda \cdot l}{D} \quad (4-13)$$

$$\text{Avec : } \lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}} \quad (4-14)$$

λ : Coefficient de perte de charge.

n : Coefficient de rugosité pour la conduite en acier [$n = 0,014 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$].

D : Diamètre de la conduite [$D = 250 \text{ mm}$].

l : longueur de la conduite de vidange en [m] ($l = 134 \text{ m}$).

$$\text{Soit : } \lambda = 0,039 \Rightarrow \sum \xi_{Lin} = 20,84\text{m}$$

Coefficient des pertes de charge singulières

$$\text{Nous avons : } \xi_{entrée} = 0,5 \quad \xi_{sortie} = 1 \quad \xi_{vannes} = (0,1 + 0,1) = 0,2 \Rightarrow \sum \xi_S = 1,7$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1+(10.11+1.7)}} = 0,21 \Rightarrow \boxed{\mu = 0,21}$$

$$S = \frac{0,53}{0.21 \cdot \sqrt{2.9,81.18,83}} = 0,13 \text{ m}^2$$

$$\text{D'ou : } D_{vf} = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,13}{\pi}} = 0,39 \text{ m}$$

On adopte un diamètre normalisé : $\boxed{D_{vf} = 400 \text{ mm}}$

Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes de :

$$V_S = \frac{Q_{vf}}{S_{con}} \tag{4-15}$$

$$V_S = \frac{0,53}{0,158} = 3,35 \text{ m/s} \Rightarrow \boxed{V_S = 3,35 \text{ m/s}}$$

4.2.4. Passes fonctionnelles

Selon les fonctions principales et annexes des aménagements, les barrages sont équipés d'organes spéciaux destinés à laisser passer :

— **l'eau** : ce sont les prises d'eau qui alimentent les turbines hydroélectriques, les usines de traitement des réseaux urbains ou industriels, les réseaux agricoles ; les prises étagées à différents niveaux du réservoir permettent de mieux gérer la qualité de la réserve, mais elles n'existent en pratique que pour les réseaux d'eau potable ;

— **les sédiments** (vases ou galets selon le site), notamment les passes de dévasement qui, en permettant le passage des limons apportés par les crues, maintiennent la capacité utile du réservoir ; de tels dispositifs ont été installés notamment sur la plupart des aménagements nord-africains ;

— **les poissons** : il s'agit des échelles à poissons ou des ascenseurs, organes complexes qui nécessitent une conception adaptée à la population piscicole ;

— **les bateaux, les flottages de bois**, etc. suivant les besoins plus ou moins importants selon les régions.

4.3. SYSTEMES DE DERIVATION PENDANT LA CONSTRUCTION

L'ouvrage de dérivation a pour but de dériver les eaux des crues pendant la construction du barrage pour pouvoir réaliser à sec les travaux et protéger le chantier contre les venues d'eau pouvant provoquer des dégâts matériels ou même humaines, et causant par la suite la perturbation dans les travaux et le mauvais déroulement de la construction.

On prévoit donc toujours des batardeaux, barrages provisoires destinés à canaliser le cours d'eau, et des chenaux temporaires.

Ces organes sont dimensionnés pour la crue de chantier, sensiblement plus fréquente que la crue de projet.

C'est à dire qu'on accepte un risque non négligeable (1/10 à 1/100) de voir le chantier noyé, ce qui correspond à une recherche d'optimum économique en termes statistiques, compte tenu des dégâts et retards en cas de submersion.

Pour les barrages en remblai, on préfère parfois construire en première phase une galerie en béton, dans laquelle on dirige la rivière, et sur laquelle on construit le remblai ; la galerie est obturée à la fin, à moins qu'elle ne soit réaménagée en vidange de fond.

Les barrages en béton, surtout les voûtes peu épaisses, autorisent des phasages plus subtils selon lesquels l'eau est dérivée provisoirement dans des pertuis provisoires obturés à la fin, sous la protection de systèmes de batardeaux complexes mais très économiques ; le risque de noyer le chantier est alors important, mais acceptable car les dommages associés sont faibles. Le chantier de Kariba (Zambie, 1960, *figure 69*) reste exemplaire.

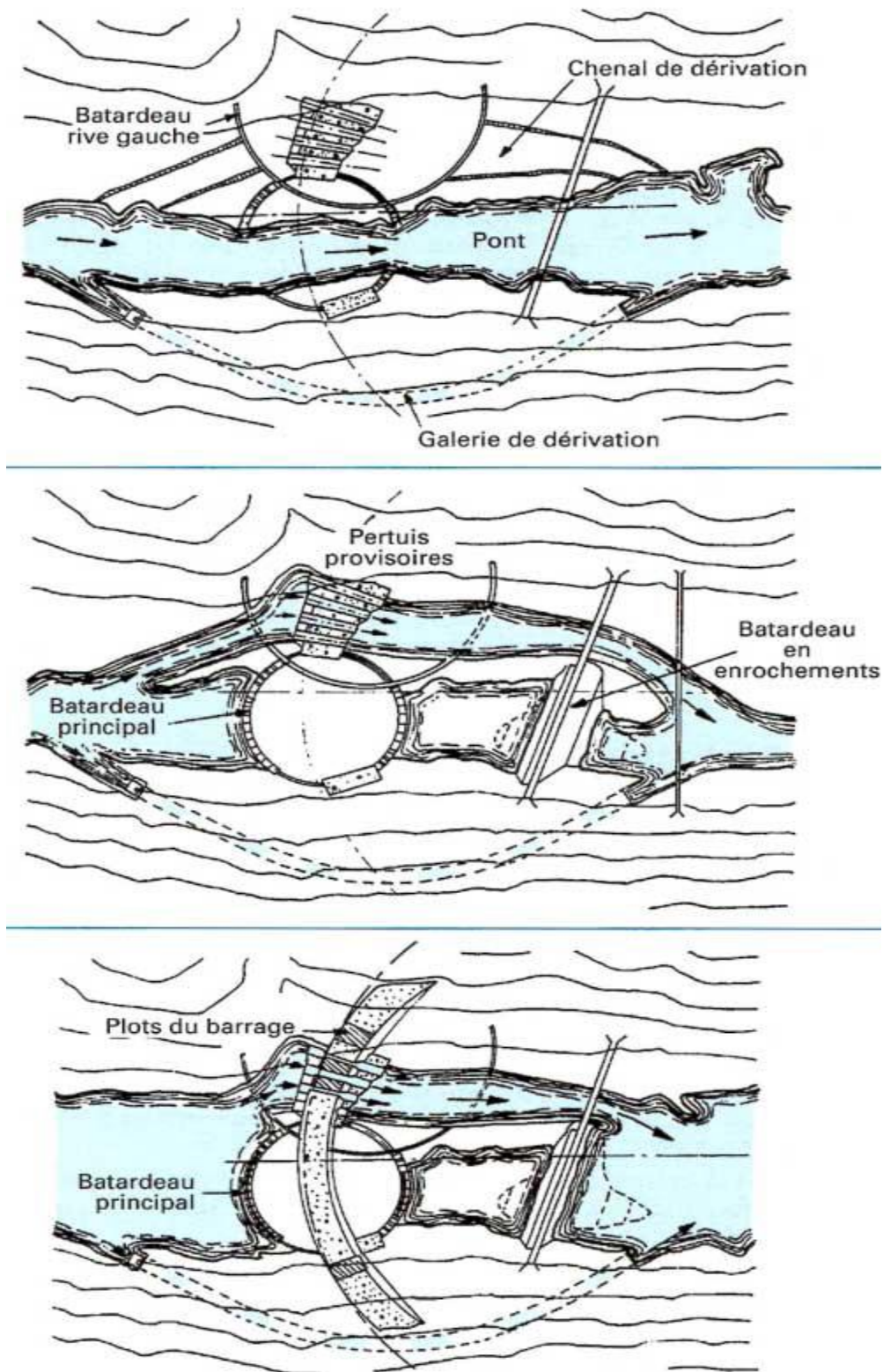


Figure 70 : Batardeaux du chantier du barrage de Kariba (Zambie-Zimbabwe) (d'après Technique des travaux, Janvier 1962)

4.3.1. Type d'ouvrage de dérivation provisoire

4.3.1.1. Galerie de dérivation

Cet ouvrage est réservé aux vallées rocheuses étroites, son avantage est qu'il évite l'interférence avec les failles et la construction du barrage proprement dit (**Figure 71**).

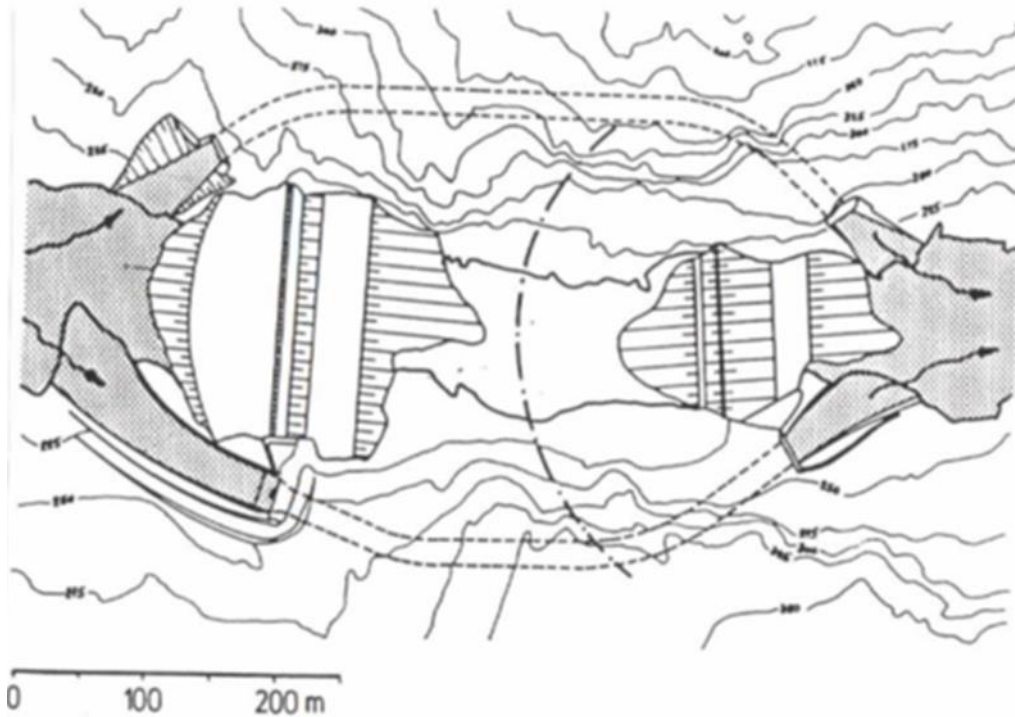


Figure 71 : Galerie de dérivation

4.3.1.2. Conduite de dérivation

La conduite de dérivation sous le remblai est préférée si la roche pour la galerie est de mauvaise qualité, mais plusieurs problèmes techniques peuvent surgir surtout en ce qui concerne le contact béton fondations.

L'avantage commun de ces deux ouvrages se résume par l'aspect économique qu'ils jouent, car ceux-ci sont souvent utilisés comme ouvrages définitifs (vidange de fond).

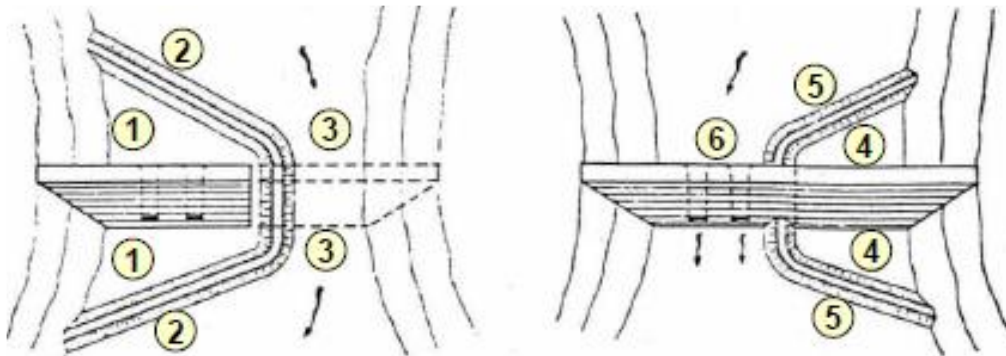
4.3.1.3. Canal de dérivation

Cet ouvrage est le plus souvent adopté dans les vallées larges ou les débits sont importants pour être évacués par les galeries ou les conduites d'une façon économique.

4.3.1.4. Balancement de la rivière

La construction du barrage se fait par passes successives. Du point de vue hydraulique le balancement se comporte comme un rétrécissement local. Si le rétrécissement est important,

l'écoulement à l'amont est contrôlé par le rétrécissement qui devient une section critique. Le rétrécissement provoque une surélévation du plan d'eau amont, dont la charge est égale à la charge critique dans le rétrécissement.



- 1 Zone des travaux
- 2 Batardeau
- 3 Section de la dérivation

- 4 Zone des travaux
- 5 Batardeau
- 6 Ouvertures

Figure 72 : Dérivation par passes successives

CHAPITRE 5 :

EXPLOITATION DES BARRAGES

CHAPITRE 5 : EXPLOITATION DES BARRAGES

5.1. LEGISLATION

La plupart des législations nationales définissent les obligations de l'exploitant d'un aménagement hydraulique comportant un barrage et une retenue vis-à-vis des tiers et de la collectivité. Les droits et les obligations générales de l'exploitant sont définis par une convention ; on y trouve précisé notamment le régime du **débit réservé**, minimum devant être obligatoirement restitué à l'aval en fonction de la saison.

Les obligations en matière de sécurité des biens et des personnes situés à l'aval sont régies par des règles précises, dont la sévérité varie selon l'importance de l'ouvrage, de sa retenue et des risques de dommages à l'aval.

Les règles relatives à ces ouvrages sont définies par la circulaire interministérielle 70-15 du 14 août 1970. Les **obligations des propriétaires et concessionnaires** y sont précisées :

- **au stade du projet** : le dossier technique justificatif de l'aménagement doit être soumis à l'approbation du Comité Technique Permanent des Barrages (CTPB), organe technique interministériel composé d'experts compétents dans toutes les disciplines invoquées ;
- **pendant la vie de l'ouvrage**, l'exploitant est tenu d'effectuer certaines opérations de surveillance et d'auscultation et en rend compte à son autorité de tutelle ;
- enfin, les barrages qui ont à la fois une hauteur de **20 m** au moins et une retenue de 20 hm^3 au moins doivent faire l'objet d'un **plan particulier d'intervention** qui définit les procédures à suivre pour prévenir, protéger et secourir les populations en cas de situation anormale (crue très exceptionnelle, comportement anormal du barrage).

5.2. SURVEILLANCE ET AUSCULTATION

La sécurité des barrages en exploitation repose essentiellement sur leur surveillance permanente, qui est définie cas par cas mais comprend toujours les aspects généraux suivants (Degoutte, 1997) :

- les **visites périodiques ordinaires**, effectuées régulièrement (périodicité de **1 jour** à **1 mois** selon les cas) par l'exploitant lui-même, en vue de déceler les anomalies évidentes ;
- les **visites annuelles et décennales** intéressent l'ensemble de l'ouvrage ; y participent des représentants de l'autorité de tutelle et tous les spécialistes nécessaires. En particulier : les visites décennales impliquent en principe la vidange du réservoir et la visite des parties normalement immergées du barrage ; devant les difficultés d'application de cette règle, notamment en matière de pollution, la visite subaquatique par soucoupe ou caméra téléguidée

est maintenant acceptée ; ces visites sont l'occasion de vérifier le bon fonctionnement des organes de sécurité, notamment les vannes.

Un barrage est soumis à des variations naturelles liées principalement :

- à la charge hydrostatique (niveau de la retenue) ;
- aux conditions climatiques (variations saisonnières).

Il est calculé pour résister et s'adapter à ces variations dites « réversibles ».

C'est sur la base des résultats des mesures que les interventions utiles pourront être engagées pour garantir la sécurité de l'ouvrage.

Le programme d'auscultation du barrage et de sa fondation définit la nature et la périodicité (de **1 jour à 1 an**) des mesures effectuées au moyen d'appareils spécialement incorporés dans l'ouvrage pour en suivre le comportement et déceler les éventuels écarts avec les prévisions du projet. Il s'agit essentiellement de mesures de déplacements (topographie, pendules extensomètres, inclinomètres), de piézométrie (piézomètres, cellules de pression interstitielle), de débits de fuite ; à qui s'ajoutent les mesures spéciales « sur mesure » telles que le suivi des fissures dans le béton ou la mesure des pressions totales dans les remblais (Bonelli et al., 2005).

5.2.1. La mesure des fuites

Des infiltrations se produisent toujours au travers du corps du barrage et du rocher de fondation. Elles sont captées par le réseau de drains d'élévation ou de fondation. Les mesures de fuites et l'analyse de leur variation constituent un point essentiel de la surveillance de l'ouvrage.



Figure 73 : Mesure du débit par déversoir triangulaire.

Les déversoirs fixes : le dispositif de mesure est constitué d'une plaque déversante dont l'échancrure est normalisée. Selon la valeur du débit susceptible d'être mesuré, il faut choisir une plaque de forme et de dimension adaptées.

5.2.2. La mesure piézométrique

Élément essentiel de l'auscultation d'un ouvrage, la connaissance des niveaux piézométriques des points sensibles du barrage permet de contrôler :

- le bon fonctionnement du réseau de drainage ;
- l'absence de sous-pressions risquant de mettre en cause la stabilité du barrage.

La piézométrie et les débits de fuite sont deux éléments de surveillance indissociables.

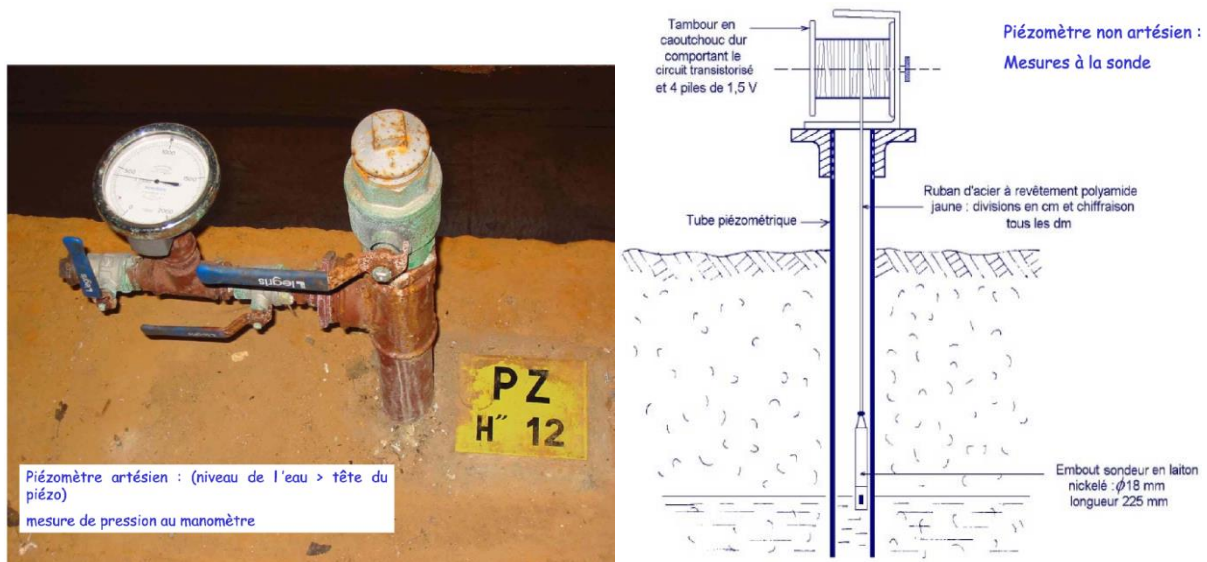


Figure 74 : a) Piézomètre artésien

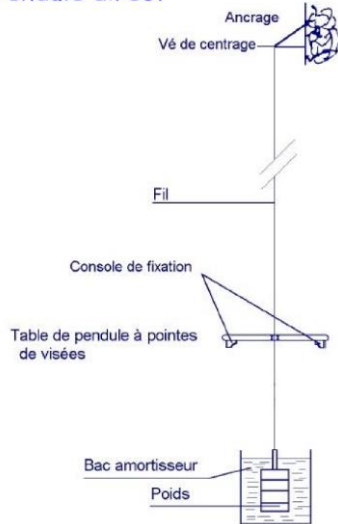
b) Piézomètre non artésien

5.2.3. Les pendules

Basés sur le principe du fil à plomb, les pendules permettent de mesurer les déplacements du barrage (Royet, 2006) :

- vers l'amont ou l'aval ;
- vers les rives.

Pendule direct



(a)



(b)

Figure 75 : Pendules : (a) directe et (b) inversé

5.2.4. Mesure des fissures en 3 dimensions

La mesure est faite à l'aide d'un vinchon (Bonelli et al., 2005, Royet, 2006).



Figure 76: Vinchon

5.2.5. Planimétrie et nivellement

Le nivellement et la planimétrie sont utilisés pour mesurer les déplacements du barrage par rapport à des points fixes. Ces opérations de topographie sont souvent remplacées par l'installation de pendules qui permettent des mesures de fréquence plus rapprochée. Le système est cependant toujours maintenu en état (piliers, cocardes) pour permettre des vérifications complémentaires aux mesures pendulaires (Royet, 2004, Royet, 2006).



Figure 77: Pilier de planimétrie

L'interprétation des mesures d'auscultation doit être effectuée en concertation avec le projecteur de l'ouvrage qui sera mieux à même de déterminer la gravité des anomalies éventuellement constatées (notons que dans plusieurs pays le projecteur est obligatoirement impliqué dans cette opération). Elle consiste en première approche à comparer les mesures avec des modèles déterministes (résultats des calculs du projet par exemple) ou avec des modèles statistiques qui indiquent le degré de continuité des phénomènes ; c'est ce second type de modèles qui est le plus fréquemment employé en générale, la philosophie étant que les évènements progressifs à vitesse contrôlée ne peut conduire à des ruptures sans prévenir.

CHAPITRE 6 :
PRELEVEMENT DES EAUX DE SURFACE

CHAPITRE 6 : PRELEVEMENT DES EAUX DE SURFACE

La prise d'eau est un ouvrage qui permet de puiser l'eau d'une rivière, d'un lac ou d'un réservoir. A l'inverse des prises dans les réservoirs, les prises d'un cours d'eau sont soumises aux problèmes du transport solide et des corps flottants. Dans cette partie on s'intéressera aux prises d'eau dans les rivières.

La quantité d'eau prélevée dans un cours d'eau ne doit pas dépasser 20 % du débit d'étiage de récurrence 2 ans, afin de préserver la vie dans le cours d'eau ainsi que les autres usages de l'eau susceptibles d'être affectés par le prélèvement d'une quantité d'eau (Goupil et al., 2005). Dans cette optique, on devra en particulier tenir compte des autres prises d'eau susceptibles d'exister, tant en amont qu'en aval.

6.1. DEBITS PRELEVES

Les ouvrages de prise d'eau ont pour but de prélever dans un cours d'eau ou dans un réservoir le débit nécessaire à chaque instant à l'utilisation (Irrigation, Station de Traitement d'Eau Potable ou de Production d'Energie Electrique), en éliminant, dans tous les cas et dans la mesure du possible, les matières solides transportées par le cours d'eau et en réduisant les pertes de charge à l'entrée de la prise. Il faut noter que dans beaucoup de petites retenues, il n'est prévu aucun système de prise.

6.2. AMENAGEMENT DES POINTS DE PRISES

Pour les eaux superficielles le choix de l'emplacement de la prise d'eau est basé sur les principes suivants :

- la prise d'eau doit être installée le plus proche possible du consommateur d'eau ;
- la quantité et la qualité d'eau doivent correspondre aux exigences des consommateurs ;
- l'épuration de l'eau doit être la plus simple ;
- les intérêts d'autres consommateurs doivent être garantis ;
- les conditions naturelles (topographiques, hydrologiques, géologiques, hydrogéologiques...etc.) doivent être acceptables pour la construction et l'exploitation d'une prise d'eau ;
- la protection sanitaire doit être sûre et peu coûteuse.

L'emplacement d'une prise d'eau potable et domestique sur une rivière doit se trouver :

- au-dessus des sorties d'eau d'égout et des localités ;

- en dehors des rivages à l'érosion et à la sédimentation active ;
- au-dessus des embouchures des affluents et des ravins qui importe les dépôts considérables ;
- en dehors des zones en aval des stations hydroélectriques ;
- les prises d'eau sur les lacs naturels et artificiels ne doivent pas être sur leurs têtes, elles doivent être déposées sur des profondeurs égales à la hauteur triples d'une vague maximale pour le niveau minimal d'eau.

Les prélèvements d'eau se font grâce à un tuyau (rigide ou souple) muni d'une crépine et simplement plongé dans l'eau, soit à partir de la digue soit sur une rive. Les ouvrages de prise comportent, en général, trois parties principales (**Figure 78**) :

- un ouvrage d'entrée muni d'un seuil (S1)
- des dispositifs de réglage du débit dérivé (B), constitués essentiellement par le barrage mobile qui permet de modifier le niveau du plan d'eau en agissant sur les bouchures mobiles et, par un déversoir latéral aménagé à l'entrée du canal de dérivation.
- des ouvrages de dégrèvement, de dessablage (D) et d'élimination des corps flottants (G1 et G2).

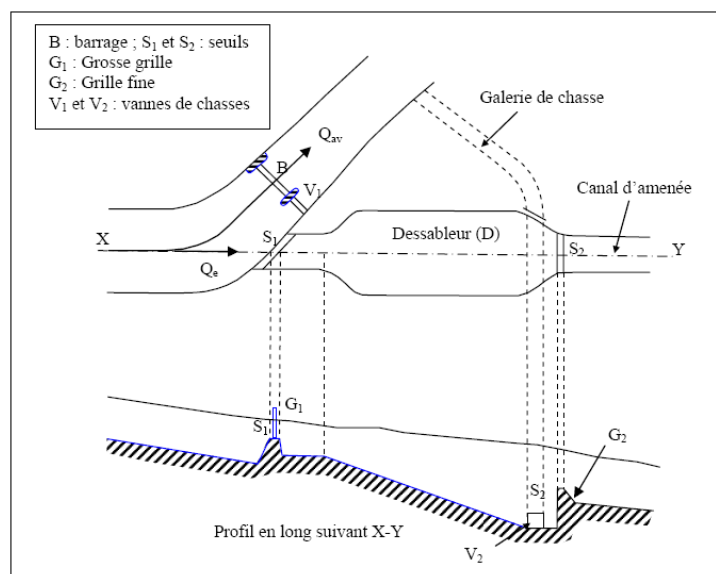


Figure 78 : Prise d'Eau en Rivière (Ginocchio, 1959).

Les caractéristiques d'un ouvrage de prise dépendent essentiellement des problèmes de transport solide. L'analyse des causes fondamentales des transports solides est très complexe :

- Elle doit remonter jusqu'à la géologie, la stabilité géomorphologique, le relief du bassin versant, et jusqu'à la pluviométrie ;

- Le bon fonctionnement du captage doit être assuré quels que soient les débits de crue et la quantité de matériaux charriés ;
- Le dessableur doit assurer la décantation et l'évacuation des matériaux solides quelque soient les conditions hydrauliques.

Les points suivants doivent être pris en considération pour minimiser les interventions d'entretien ou de dragage à long terme :

- ✓ éviter les zones de sédimentation ;
- ✓ éviter les secteurs où il y a présence de plantes aquatiques ;
- ✓ choisir un site où la profondeur est suffisante en tenant compte du niveau d'étiage, de l'épaisseur et du déplacement des glaces ;
- ✓ choisir un site où le substrat est de nature grossière.

Pour un choix optimum de la prise, il est indispensable de connaître les caractères de la rivière suivants :

- ✓ régime des débits et des crues (hydrologie) ;
- ✓ transport solide : débit et apport solide, granulométrie ;
- ✓ Morphologie :
 - caractérisation des matériaux du lit ;
 - zones d'érosion et d'alluvionnement.

Pour les ouvrages importants, des essais sur modèles réduits en laboratoire sont nécessaires.

6.3. CAPTAGE ET QUALITE DES EAUX

Les eaux superficielles se caractérisent par les particularités générales suivantes :

- a) turbidité relativement grande ;
- b) teneur élevée en matière organique et en bactéries ;
- c) teneur relativement petite en sels ;
- d) dureté non-considérable Ca et mg (à l'exception de l'eau de mer et de certains lac) ;
- e) liaison étroite des paramètres qualitatifs et quantitatifs avec l'intensité de précipitation atmosphérique.

La turbidité de l'eau (quantité de dépôt en Kg/m³) détermine la saturation du courant d'eau ou du lac par les matières en suspension et transportées qui sont les produits de l'érosion de lavage

des sols et des impuretés de la surface de bassin-pluvial. Leur quantité dépend de plusieurs facteurs (propriété des roches érodées, vitesse du courant).

Un projet de l'utilisation d'une eau source superficielle exige des études détaillées de plusieurs facteurs naturels et artificiels et de l'analyse des données de plusieurs années.

L'estimation des rivières à courant naturel se produit surtout à la base des facteurs hydrologiques (débit, vitesse, dépôt, cure, stabilité du lit et des rivages ...).

On prend en considération des facteurs topographiques, géologiques, sanitaire, et de l'utilisation de la rivière par d'autre consommateur.

Pour les rivières à courant réglé sauf les données indiquées ci-dessus il est nécessaire obligatoirement de prendre en considération les conditions hydrographiques exemple : configuration de la ligne de rivage et reliefs de rivage et du lit de réservoir.

- **Facteurs météorologiques** : la direction et la force du vent et des vagues ;
- **Condition biologique** : l'horizon de l'eau, développement du monde organique.

Pour les lacs de petite dimension on examine les mêmes facteurs comme pour les rivières à courant non réglé.

Les lacs de grande dimension exige des analyses plus détaillées des facteurs météorologiques.

Les eaux souterraines se caractérisent par les particularités suivantes :

- a) elles ne contiennent pas d'habitude des matières en suspension ;
- b) elles sont incolores ;
- c) assez souvent possède une dureté élevée et une teneur considérable en sel, de fer et d'autres éléments ;
- d) parfois elles sont fortement minéralisées ;
- e) la plupart des eaux souterraines sont surement protégées contre la pollution de la surface, leur quantité et leur qualité dépend des précipitations atmosphériques.

On classe les eaux souterraines d'après les indices différents :

- D'après les conditions de gisement et les indices ; hydrauliques on distingue :
 - eau de la zone d'aération ;
 - eau libre des nappes phréatiques et des nappes semi-captives ;
 - eau des nappes captives.

❖ D'après la température ; on distingue les eaux :

- exclusivement froide ($< 0^{\circ}\text{C}$) ;
- très froide ($0 - 4^{\circ}\text{C}$) ;
- froide ($4 - 20^{\circ}\text{C}$) ;
- tiède ($20 - 37^{\circ}\text{C}$) ;
- chaude ($37 - 42^{\circ}\text{C}$) ;
- très chaude ($42 - 100^{\circ}\text{C}$) ;
- exclusivement chaude ($>100^{\circ}\text{C}$).

❖ D'après le degré de la minéralisation on distingue les eaux :

- Potables ($< 1\text{g/l}$) ;
- faiblement minéralisées ($1 - 3\text{g/l}$) ;
- moyennement minéralisées ($3 - 10\text{g/l}$) ;
- minéralisées ($10 - 50\text{g/l}$) ;
- saumures ($>50\text{g/l}$)

6.3.1. Prises d'eau en cours d'eau

Pour une prise en cours d'eau, le meilleur emplacement du débouché de l'ouvrage de dérivation, est sur la rive extérieure d'une courbe de l'oued (**Figure 79**). Cette disposition permet, grâce au courant secondaire résultant de la force centrifuge, de limiter l'entrée des matériaux transportés par charriage dans la prise.

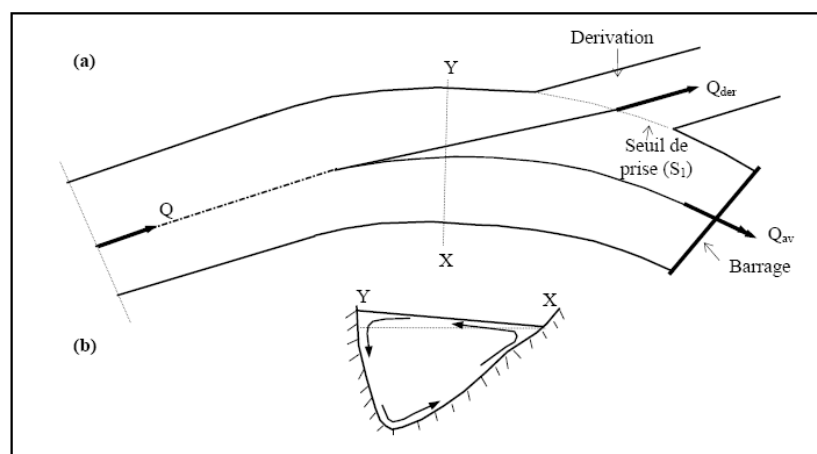


Figure 79 : Prise d'eau dans une courbure (d'après Bouvard, 1984 et Ginocchio, 1959). a) Emplacement optimum. b) courant secondaire.

Dans le cas d'une prise implantée sur un alignement droit d'un cours d'eau, un système d'épis amont, peut créer une courbe artificielle (**Figure 80**), qui aura le même effet sur les matériaux du fond.

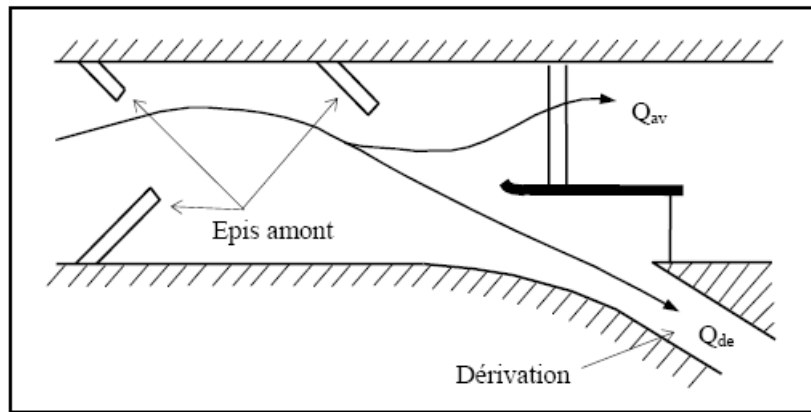


Figure 80 : Prise d'eau sur un alignement droit

6.3.2. Prises d'eau en réservoir

Les prises en réservoir doivent être établies en tenant compte des conditions de sédimentation des réservoirs. En effet, la construction d'un réservoir modifie les conditions d'écoulement du débit solide, aussi bien pour le transport par charriage que pour le transport par suspension (**Figure 81**).

Les matériaux transportés par charriage (gravier, sable grossier) se déposent en tête de la retenue, c'est à dire vers l'extrémité amont de la courbe de remous.

Les matériaux en suspension (sable fin, limon, vase) se déposent au fond de la retenue au pied amont du barrage, pour se consolider avec le temps et acquérir une cohésion importante. Ils constituent alors une tranche morte du réservoir, laquelle est surmontée par la tranche utile qu'il convient de conserver libre de toute sédimentation.

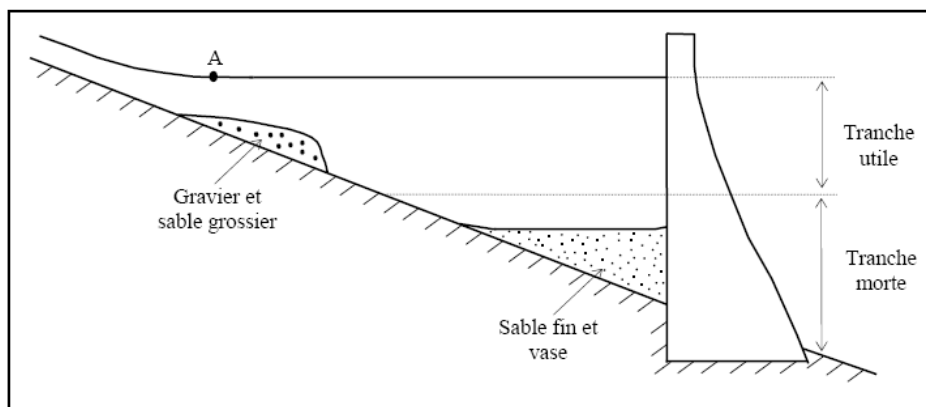


Figure 81: Sédimentation d'un Réservoir en Fonction du Temps (d'après Ginocchio, 1959).

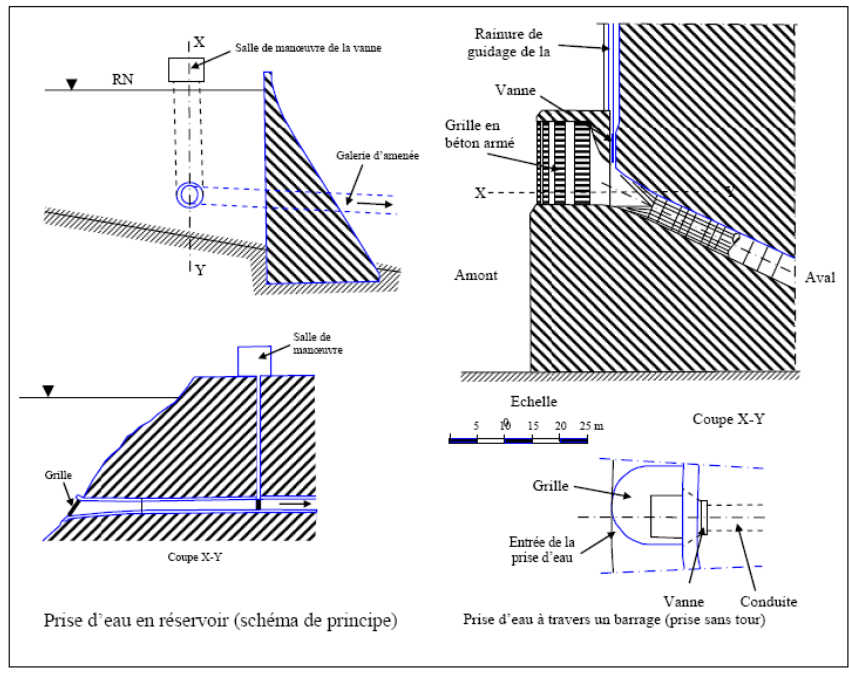


Figure 82 : Prises d'Eau dans une Retenue (d'après Ginocchio, 1959).

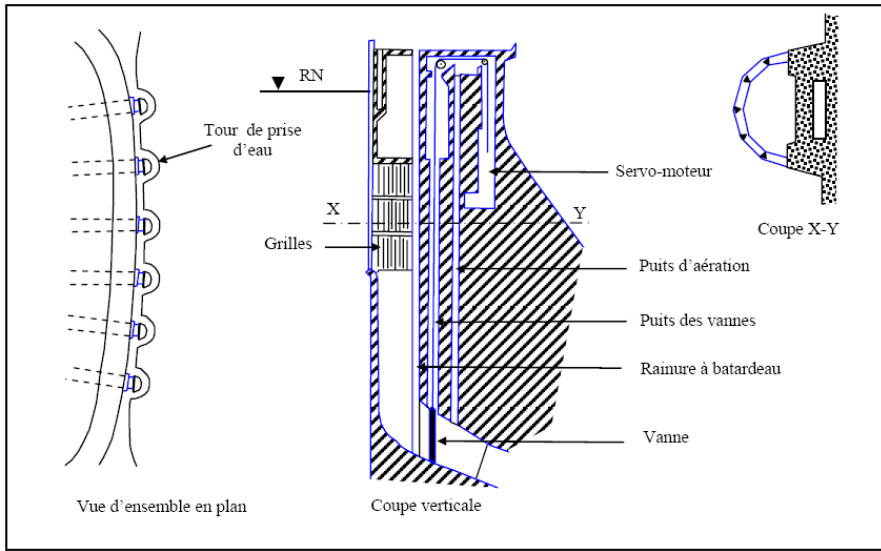


Figure 83 : Schéma de principe d'une prise d'eau avec tour (Ginocchio, 1959).

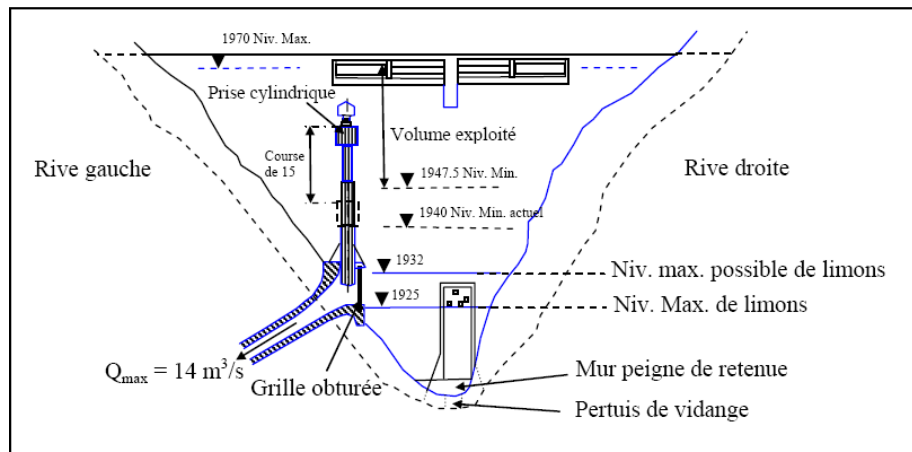


Figure 84 : Prise flottante : Aménagement de la grande Dixence (Bouvard, 1984).

Les ouvrages de prise d'eau en réservoir sont pratiquement toujours alimentés en charge. Ce qui permet de modifier le débit de prélèvement sans délais pour répondre aux fluctuations de la demande (Centrales Hydroélectriques, Irrigation et usines de traitement d'eau potable). Dans ces cas, la prise ne comporte pas de dispositif de dégrèvement ou de dessablement : la retenue elle-même joue le rôle correspondant.

La prise peut se faire soit par galerie latérale soit par conduite forcée à travers le barrage. Dans le second cas, la prise peut débouchée directement dans la retenue comme elle peut déboucher à l'intérieur d'une tour de prise (*Figure 84*).

La prise d'eau doit donc être prévu pour alimenter soit une galerie en charge, soit directement une conduite mais souvent une combinaison des deux, galerie en amont (ayant servie de dérivation provisoire lors du chantier) et conduite en aval de la digue.

L'adduction peut servir en même temps pour la vidange du réservoir ; elle peut être sous pression ou à surface libre (*Figure 84*). Si elle est en charge, la conduite doit être parfaitement étanche afin d'éviter tout risque de formation de pressions interstitielles à l'intérieur du corps du barrage. Les matériaux couramment utilisé est l'acier avec un diamètre **> 800 mm** et une vitesse **< 6-7 m/s**. Les canaux à surface libre sont en acier de **diamètre > 1 m** et même à des conduites en béton de forme ovoïde qui doivent être bien aérée afin d'éviter la création de phénomènes de pulsation. Ces canaux sont recommandés lorsque les risques d'obstruction par des dépôts solides sont à craindre.

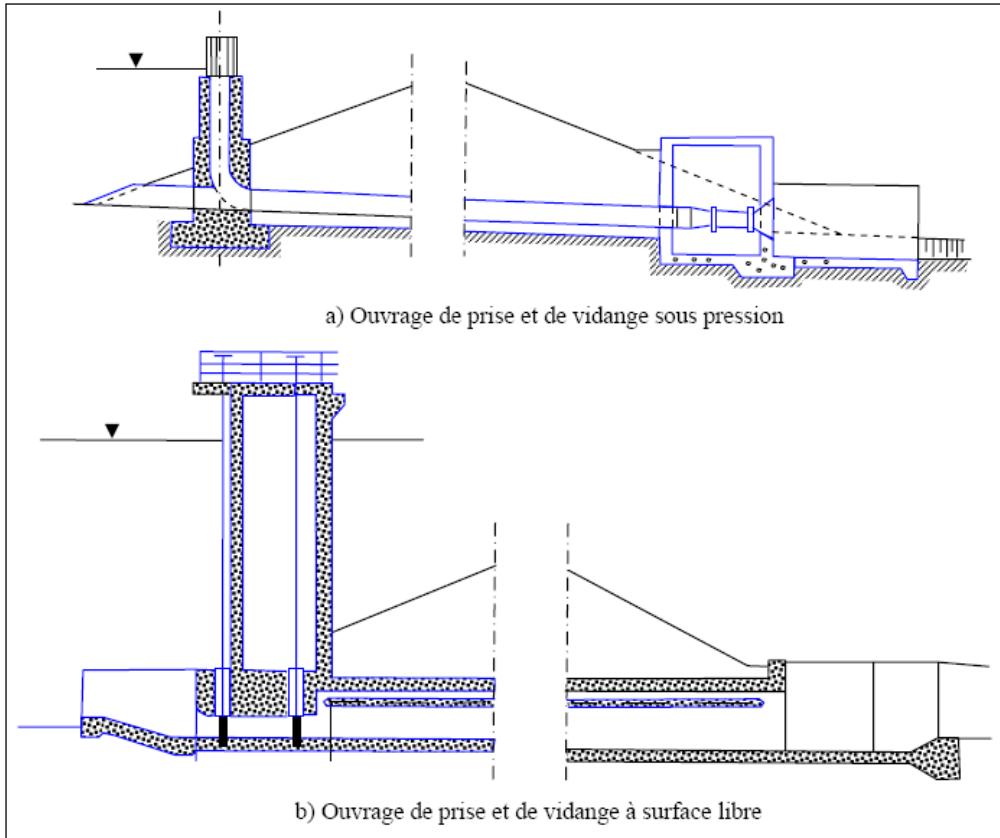


Figure 85 : Ouvrage de Prise et de Vidange (d'après PNUD/OPE, 1987).

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- ABRAMSON, L., LEE, T., SHARMA, S. & BOYCE, G. 2002. *Slope Stability and Stabilization Methods.*: John Wiley & Sons, New York.
- ANTOINE, J.-M. 2008. *Les mots des risques naturels*, Presses Univ. du Mirail.
- ARMÉ, S. N. D. B., INDUSTRIALISÉES, D. T., PUBLICS, F. N. D. T. & DAMS, I. C. O. L. 1991. *Travaux*, Édition science et industrie.
- AUBERT, J. 1949. *Barrages et canalisation, d'après le cours professé à l'école nationale des ponts et chaussées*, Dunod.
- BARON, J., DESDEVISES, A., BUIL, M., DETRICHE, C., VERNET, C., DUVAL, R., CARLES-GIBERGUES, A., PIGEON, M., HORNAIN, H. & CAPMAS, A. 1992. *La durabilité des bétons*.
- BELLIER, J. 1982. *Les barrages*, FeniXX.
- BELLIER, J. & ANGOULVENT, P. 1982. *Les barrages*, (Presses universitaires de France) réédition numérique FeniXX.
- BEN SAÏD, M. 2018. *Optimisation des déversoirs en labyrinthe*. doctorat, UNIVERSITE MOHAMED KHIDER BISKRA.
- BERGA, L., BUIL, J., JOFRÉ, C. & CHONGGANG, S. 2003. *RCC Dams-Roller Compacted Concrete Dams: Proceedings of the IV International Symposium on Roller Compacted Concrete Dams, Madrid, Spain, 17-19 November 2003-2 Vol set*, CRC Press.
- BERNARD, M. 1975. *Aménagements hydrauliques*. Université Laval.
- BERTHAUD, Y., DE BUHAN, P. & SCHMITT, N. 2018. *Aide-mémoire - Mécanique des sols - 3e éd.: Aspects mécaniques des sols et des structures*, Dunod.
- BISHOP, A. W. 1955. The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. *Geotechnique*, 5, 7-17.
- BONELLI, S. 2001. Ouvrages hydrauliques en remblai: un regard transversal sur l'action de l'eau. *Ingénieries eau-agriculture-territoires*, p. 49-p. 58.
- BONELLI, S., RADZICKI, K., SZCZESNY, J., TOURMENT, R. & FELIX, H. 2005. L'auscultation des barrages en terre: une nécessité. *Ingénieries eau-agriculture-territoires*, p. 13-p. 22.

- BONNET, F. 1920. Cours de barrages. *Paris, Librairie de l'Enseignement technique.*
- BOURGIN, A. 1948. *Cours de calcul de barrages*, Eyrolles.
- BOUZID, T. 2010. Les barrages et la politique hydraulique en Algérie: état, diagnostic et perspectives d'un aménagement durable. *Doctorat d'Etat en Aménagement du Territoire, Université Mentouri-Constantine, 384p.*
- BURLON, S., DESODT, C., HABERT, J. & REIFFSTECK, P. 2017. *Calcul des ouvrages géotechniques selon l'Eurocode 7*, Dunod.
- CALVET, Y. & GEYER, B. 1992. *Barrages antiques de Syrie.*
- CARRÈRE, A. 1996. *Barrages*, Ed. Techniques Ingénieur.
- CROOKSTON, B. 2010. Labyrinth weirs [PhD dissertation]. *Logan: Utah State University Library, 95-122.*
- DAMS, I. C. O. L. 2005. *Dam Foundations: Geologic Considerations, Investigation Methods, Treatment, Monitoring*, Commission Internationale des Grand Barrages.
- DAMS, I. C. O. L., INDUSTRY, U. N. E. P., OFFICE, E., INDUSTRY, U. N. E. P. & ENVIRONMENT 1996. *A Guide to Tailings Dams and Impoundments: Design, Construction, Use and Rehabilitation*, Commission internationale des grands barrages.
- DE LAILLEVAULT, L. D. P. 1806. *Mémoire sur l'amélioration des prairies naturelles et sur leur irrigation*, De l.
- DE NANSOUTY, M. C. E. C., TALANSIER, C., DUMAS, A. & DUMAS, J. 1895. *Le Génie civil*, Éditions du Génie Civil et de la Métallurgie Tour Palerme.
- DE NANSOUTY, M. C. E. C., TALANSIER, C., DUMAS, A. & DUMAS, J. 1966. *Le Génie civil*, Éditions du Génie Civil et de la Métallurgie Tour Palerme.
- DEGOUTTE, G. 1997. *Petits barrages: recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi*, Cemagref Editions.
- DEGOUTTE, G. & FRY, J. 2002. *Petits barrages: recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi= Small dams: guidelines for design, construction and monitoring.*
- DEGOUTTE, G. & ROYET, P. 1999. *Aide-mémoire de mécanique des sols*, ENGREF.
- DELLIOU, P. L. 2003. *Les barrages: conception et maintenance*, ENTPE.

- DURAND, J.-M., ROYET, P. & MÉRIAUX, P. 1999. *Technique des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale*, Editions Quae.
- FREDLUND, D. G. & KRAHN, J. 1977. Comparison of slope stability methods of analysis. *Canadian geotechnical journal*, 14, 429-439.
- GINOCCHIO, R. 1959. *Aménagements hydroélectriques*, Eyrolles.
- GINOCCHIO, R. & VIOLLET, P.-L. 2012. *L'énergie hydraulique*, Lavoisier.
- GIRET, A. 2007. Hydrologie fluviale.
- GOUPIL, J. Y., GRATTON, L. & QUÉBEC . MINISTÈRE DU DÉVELOPPEMENT DURABLE, D. L. E. E. D. P. 2005. *Protection des rives, du littoral et des plaines inondables : guide des bonnes pratiques*, Gouvernement du Québec, publications vendues.
- HACELAS, J. E., MARULANDA, A. & DAMS, I. C. O. L. 1989. *Barrages en Enrochement a Masque en Beton*, Commission Internationale des Grands Barrages.
- HAGER, W. H. & SCHLEISS, A. J. 2009. *Constructions hydrauliques: écoulements stationnaires*, Presses polytechniques et universitaires romandes.
- HOLTZ, R. D. & KOVACS, W. D. 1991. *Introduction à la géotechnique*, Editions de l'Ecole polytechnique de Montréal.
- HSAIRI-N 2018. *Emplois Du Béton Compacté Au Rouleau (Bcr) Dans Les Barrages*, International Book Market Service Limited.
- ICOLD, C. 2020. *CIGB Comité Sur Les Barrages en Béton Béton Compacté Au Rouleau*, Taylor & Francis Limited.
- ICOLD, C. 2021. *Dam Safety Management/Gestion de la Sécurité des Barrages: Pre operational phases of the dam life cycle/Phases de conception, construction et mise en service*, CRC Press.
- JACOBSON, M. 1948. *Technique des travaux, traité de pratique des travaux, constructions, bétons, travaux publics*, C. Béanger.
- JANBU, N., BJERRUM, L. & KJAERNSLI, B. 1956. Veiledning ved løsning av fundamenteringsoppgaver.

- KERT, C. 2008. Rapport sur l'amélioration de la sécurité des barrages et ouvrages hydrauliques. *Office parlementaire d'évaluation des choix scientifiques et technologiques. Paris.*
- KRAMER, S. L. 1996. *Geotechnical earthquake engineering*, Pearson Education India.
- LE DELLIOU, P. 2003. *Les barrages: conception et maintenance*, Presses Universitaires Lyon.
- LEHBAB, Z. 2019. Les barrages en remblai de terre.
- LEMPÉRIÈRE, F., SHARMA, N., MOURYA, R., SHUKLA, R. & GUPTA, U. Experimental study on labyrinth spillways. Proc. International Conference on Engineering of Dams and Appurtenant Works Including Power Houses & Transmission Systems (CD-ROM), New Delhi, India, 2003.
- LIBRARY, E. S. & CLARK, A. W. 1936. *Dams*, Engineer school.
- LOMBARDI, J. 1955. *Les Barrages en voûte mince*, Dunod.
- LONDE, P. 1993. *Fondations rocheuses de barrages*, Commission Internationale des Grands Barrages.
- MAALEL, K. & HAFSIA, Z. 2012. OUVRAGES HYDRAULIQUES.
- MALLET, C. & PACQUANT, J. 1951. *Les barrages en terre*, Association pour la diffusion de la documentation hydraulique, La Houille blanche.
- MARCHE, C. 2004. *Barrages: crues de rupture et protection civile*, Presses internationales Polytechnique.
- MARCHE, C. 2008. *Barrages: crues de rupture et protection civile*, Presses inter Polytechnique.
- MARY, M. 1965. *Les barrages*, FeniXX.
- MARY, M. & ANGOULVENT, P. 1965. *Les barrages*, (Presses universitaires de France) réédition numérique FeniXX.
- MERCKLE, S. & ROYET, P. 2010. *Petits barrages de ralentissement dynamique en Seine Maritime-Principes de conception et de réalisation*. irstea.
- MÉRIAUX, P. & PEYRAS, L. 2009. *Retenues d'altitude*, Quae.
- MILLOGO FOUNÉMÉ, A. 2009. Ouvrages hydraulique. *Polycopié de cours*.
- MOUVET LAURENT, D. A. M. P. F. 2009. Barrages-réservoirs.

- MUTIN, G. 2009. Le Monde arabe face au défi de l'eau. *Enjeux et Conflits. Institut d'Etudes Politiques de Lyon. Hal-00352860, version, 2.*
- PACORET, É. 1911. *Création et aménagement des chutes d'eau*, H. Dunod et E. Pinat.
- PHILIPPONAT, G. 1979. Fondations et ouvrages en terre.
- POLYTECHNIQUE, A. D. D. D. 1957. *L'Ingénieur*, Association des diplômés de Polytechnique.
- RÉMÉNIÉRAS, G. 1980. *L'hydrologie de l'ingénieur*, Eyrolles.
- RICHARD, O. & HAGER, W. H. 1989. Constructions hydraulique-Ecoulement à surface libre 15, 178-179.
- ROCHE, M. 1963. Hydrologie de surface.
- RODRÍGUEZ, B. A. & LA ROSA, S. 2004. Manuel de conception et projets typiques des digues en terre.
- ROGER, G. & PIERRE-LOUIS, V. 2012. *L'énergie hydraulique (2e ed.)*, Lavoisier.
- ROLLEY, R., KREITMANN, H., DUNGLAS, J., PIERREJEAN, A. & ROLLAND, L. 1977. Technique des barrages en aménagement rural.
- ROYET, P. 2004. Barrages et risques. *Ingénieries eau-agriculture-territoires*, p. 11-p. 15.
- ROYET, P. 2006. *La surveillance et l'entretien des petits barrages*, Editions Quae.
- SCHLEISS, A. J. & POUGATSCH, H. 2011. *Les barrages: du projet à la mise en service*, PPUR Presses polytechniques.
- SCHLOSSER, F. 1983. *Eléments de mécanique des sols*, Presses de l'Ecole nationale des ponts et chaussées.
- SEGHIR, A. 1999. *Investigation des effets d'interaction sismique fluide-structure par couplage éléments finis-éléments infinis*. Alger, Ecole Nationale Polytechnique.
- SPENCER, E. 1967. A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces. *Geotechnique*, 17, 11-26.
- TALLEC, P. L. 2009. *Modélisation et calcul des milieux continus*, Éd. de l'École polytechnique.
- VARLET, H. 1966. *Barrages-réservoirs: Barrages en terre et en enrochements*, Eyrolles.

VIERENDEEL, A. 1907. *Cours de stabilité des constructions: Maçonneries, fondation, béton armé.* 1907. [4], 300 p. 167 illus., XVIII diag. (partly fold.), A. Uystpruyst.