

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université des Sciences et de la Technologie d'Oran Mohamed
BOUDIAF



Faculté d'Architecture et de Génie Civil
Département d'Hydraulique

Polycopié

Les barrages en remblai de terre

D r. LEHBAB ep. BOUKEZZI ZAKIA

Préface

Parmi les constructions humaines les plus importantes, les barrages tiennent une place de choix de par leurs dimensions et leurs utilités dans la gestion des ressources en eau. Représentant 70% des barrages dans le monde, les barrages en remblai sont construits en matériaux locaux et ont la grande qualité de convenir aux fondations meubles qui ne peuvent supporter un ouvrage en béton.

Ce cours photocopié est une synthèse tirée de plusieurs ouvrages dans le domaine de construction et conception des barrages en remblais de terre. Il regroupe l'essentiel des connaissances sur ces ouvrages et s'adresse aux étudiants de fin de cycle (Master) des sciences techniques de génie de l'eau et de génie civil.

Il présente les définitions des différents types de barrages en remblai, leur conception générale et leur dimensionnement. Le calcul de l'infiltration et de la stabilité de ces ouvrages est également traité. Il se termine par une présentation de techniques utilisées pour protéger les barrages contre les effets de l'eau.

Table des matières

Liste des figures.....	i
Liste des tableaux	iii
Chapitre 1 Généralités sur les barrages en terre.....	1
1.1 Introduction.....	1
1.2 Terminologie.....	3
1.3 Classification des barrages en terre.....	5
1.3.1 Barrage en terre homogène	5
1.3.2 Barrage en terre hétérogène ou zoné.	6
1.3.3 Barrage à masque amont.....	7
1.3.4 Barrage à membrane centrale	9
1.4 Facteurs influençant la conception et la réalisation des barrages en remblais.....	10
1.5 Dimensionnement géométrique des murs de barrages en terre	12
1.5.1 Hauteur du barrage	12
1.5.2 Largeur en crête du barrage	14
1.5.3 Pente des talus	14
Chapitre 2 Etude des infiltrations dans le mur et sa fondation	16
2.1 Introduction.....	16
2.2 Détermination de la ligne de saturation par la méthode de Kozeny	17
2.2.1 Ligne de saturation pour barrage homogène sans drain sur sol imperméable.....	17
2.2.2 Ligne de saturation pour un barrage homogène avec drain	18

2.2.3	Ligne de saturation pour un barrage à noyau sur fondation imperméable	19
2.2.4	Ligne de saturation pour barrage fondé sur sol perméable.....	20
2.3	Pressions interstitielles.....	20
2.3.1	Notion d'hydraulique du sol.	20
2.3.2	Tracé du réseau d'écoulement dans le cas des barrages en remblai par la méthode graphique.....	24
2.3.3	Pression de l'eau dans le corps du barrage	27
2.4	Débit de fuite.....	28
2.5	Erosion interne, phénomène de Renard et Boulance	29
2.6	Applications	33
Chapitre 3 Stabilité des barrages en terre.....		38
3.1	Introduction.....	38
3.2	Principe d'analyse.....	38
3.2.1	Notion de facteur de sécurité	38
3.2.2	Etude de l'équilibre d'un talus de barrage par la méthode de Fellenius.....	39
3.2.3	Prise en compte de la sismicité dans le calcul de stabilité.....	41
3.3	Conditions d'analyse.....	42
3.3.1	Fin de construction.	43
3.3.2	Période d'exploitation.....	43
3.3.3	Vidange rapide.....	44
3.4	Facteurs de sécurité minimaux.....	44
3.5	Application.....	45
Chapitre 4 Dispositifs de protection contre les effets de l'eau.		50
4.1	Filtres	50
4.1.1	Rôles	50

4.1.2	Principe et constitution	50
4.1.3	Loi des filtres	51
4.1.4	Epaisseur du filtre	52
4.1.5	Filtre en géotextiles	53
4.2	Drains	54
4.2.1	Rôle.....	54
4.2.2	Principe et Constitution	54
4.3	Protection des talus	55
4.3.1	En amont.....	55
4.3.2	A l'aval	56
4.4	Disposition des drains et des filtres	56
4.4.1	Drains tapis	56
4.4.2	Le drain cheminé	57
4.4.3	Puits filtrants.....	58
4.5	Application.....	59
	Références bibliographiques	61

Liste des figures

Figure 1 : Coupe schématique de la structure du barrage Saad El Karafa sur le wadi Garawi (Le Delliou 2003)	1
Figure 2 : Evolution du nombre de barrage dans le monde (hauteur >15m)(Schleiss and Pougatsch 2011)	2
Figure 3: Coupe schématique d'un barrage en remblai (Millogo Founémé A. ,2009).	5
Figure 4: Barrage en terre homogène avec drain	5
Figure 5: Barrage zoné.....	6
Figure 6: Barrage à masque amont	7
Figure 7: Masque en béton armé (barrage New Spicer Meadow, USA)	8
Figure 8: Pose de géomembrane (Barrage de Sar Cheshmeh, Iran)	8
Figure 9: Barrages en remblai avec membranes centrales.	9
Figure 10: Influence de la fondation sur la conception du barrage (Schleiss, A. J. 2004).....	11
Figure 11: Définition des côtes RN et PHE.....	13
Figure 12: Ligne de saturation pour barrage homogène sans drain sur sol imperméable.....	17
Figure 13: Ligne de saturation d'un barrage à drain horizontale	19
Figure 14: Ligne de saturation d'un barrage à noyau	20
Figure 15: Bilan des forces exercées sur un volume élémentaire de sol.....	22
Figure 16: Réseau d'écoulement	24
Figure 17: Tracé du réseau d'écoulement dans le cas de barrage homogène sur sol imperméable sans drain	25
Figure 18: Tracé du réseau d'écoulement dans le cas de barrage homogène avec drain horizontal sur sol imperméable.....	25
Figure 19: Tracé du réseau d'écoulement dans le cas de barrage homogène avec drain horizontal sur sol perméable de même perméabilité que le massif	26
Figure 20: Tracé du réseau d'écoulement dans le cas de terrain d'assise moins perméable que le massif du barrage ($K_1 > K_2$).....	26
Figure 21: Tracé du réseau d'écoulement dans le cas d'une vidange partielle	27
Figure 22: Détermination de la pression interstitielle.....	27
Figure 23: Erosion interne	30
Figure 24 : Phénomène de Boulance.....	30
Figure 25: Barrage en terre homogène reposant sur un substratum imperméable	33
Figure 26: Tracé de la courbe de saturation.....	35
Figure 27: Barrage en terre homogène avec drain horizontal reposant sur un substratum imperméable	36
Figure 28: Découpage en tranche	39
Figure 29: Sollicitation pseudo-statique	42
Figure 30: Surface de rupture les plus critiques en fonction du type de barrage en terre	43
Figure 31: Glissement du parement amont sous l'effet de vidange rapide	44
Figure 32: Barrage en terre homogène reposant sur un substratum imperméable	45
Figure 33: Découpage du volume de sol et forces appliquées sur chaque tranche	46
Figure 34 : Stabilité aval (retenue vide).....	48
Figure 35: Stabilité aval (retenue pleine).....	48
Figure 36: Exemple de fuseau granulométrique de filtre.....	52
Figure 37: Fonctionnement de filtre géotextiles	53

Figure 38: Réalisation de filtres en géotextile protégeant un drain horizontal. (Photo Irstea - G2DR)...	54
Figure 39: Protection amont en enrochements.....	56
Figure 40: Disposition du drain et du filtre (fondation imperméable)	57
Figure 41: Disposition du drain et du filtre (fondation perméable)	57
Figure 42: Drain vertical.....	58
Figure 43: Puits filtrants.....	58
Figure 44: Courbe granulométriques des sols A et B	59
Figure 45: Fuseau granulométrique de la zone de transition	60

Liste des tableaux

Tableau 1: Les barrages Algériens avant 1962 (Bouzid 2010).....	3
Tableau 2: Pente des talus pour prédimensionnement	15
Tableau 3: Ordre de grandeur du coefficient de perméabilité(Schlosser 1988).....	22
Tableau 4: Coefficient de LANE en fonction de la nature de terrain (Rolley, Kreitmann et al. 1977) ..	32
Tableau 5: Calcul par la méthode des tranches.....	46
Tableau 6: Exemple de résultats de simulation obtenus pour une tranche.....	49

Chapitre 1 Généralités sur les barrages en terre

1.1 Introduction

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 14m de hauteur , 113m de longueur et créant une retenue d'environ 500000m³ (Le Delliou 2003). 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.

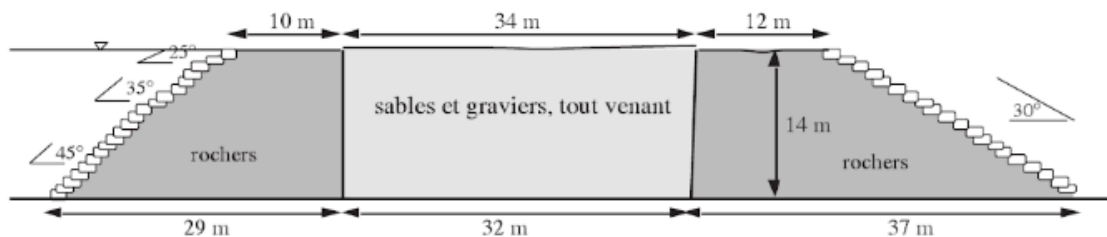


Figure 1 : Coupe schématique de la structure du barrage Saad El Karafa sur le wadi Garawi (Le Delliou 2003)

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 (Figure 2).

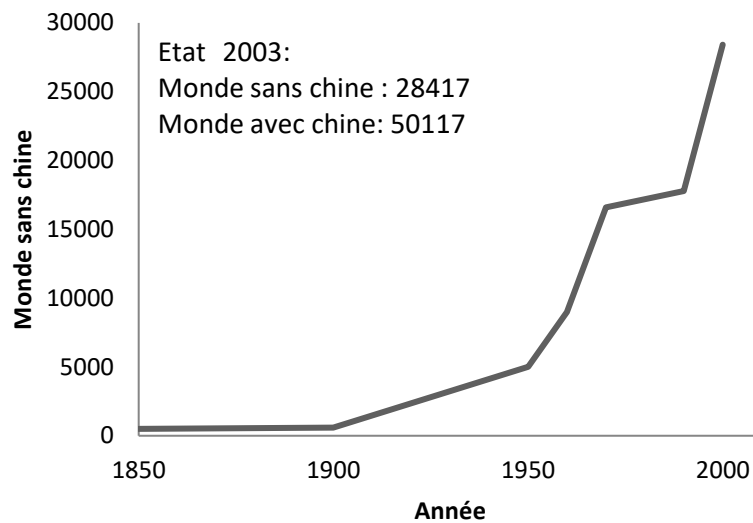


Figure 2 : Evolution du nombre de barrage dans le monde (hauteur >15m)(Schleiss and Pougatsch 2011)

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:

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

Les projections à 2030 prévoient à ce que le nombre passera à 139 barrages avec une capacité de stockage de 12 milliards de m³ sur l'ensemble du pays.

Les barrages en remblai sont des barrages constitués de matériaux meubles allant de l'argile fine à des éléments très grossiers (enrochements). 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. 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, Foum El Gueiss, Ghrib, Bakhadda, Beni Amrane, El Agrem....

Tableau 1: Les barrages Algériens avant 1962 (Bouزيد 2010)

Nom	Oued	Année de construction	Volume initial (hm ³)
Meurad	Djabroun	1852-59	0,8
Tlelat	Tlelat	1869-70	0,7
Fergoug	Habra	1865-71 puis 1882	30
Cheurfas	Sig	1880-82	3
Cheurfas	Sig	1886-92	18
Djidiouia	Djidiouia	1857-77	0,7
Hamiz	Hamiz	1869-94	14
O.Fodda	Fodda	1932	228
Boughzoul	Chelif	1934	55
Bakhadda	Mina	1936	56
Ghrib	Chelif	1939	280
Foum El Gueiss	Gueiss	1939	3,4
K'sob	K'sob	1940	12,4
Zardezas	Saf-Saf	1946	14,9
Beni Bahbel	Tafna	1946	63
Bouhanifia	Hammam	1948	73

1.2 Terminologie

La figure suivante donne la coupe schématique d'un barrage en remblai (Figure 3). Sont aussi mentionnés les principaux termes utilisés pour caractériser les composantes de ce type de barrage. On notera surtout :

- Crête: Elle facilite la circulation sur le barrage une fois terminée. Le niveau de la crête définit la hauteur maximale qu'atteint le 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 avals.
- 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.
- 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.
- Noyau: C'est un organe réalisé souvent en matériau fin imperméable, il permet l'étanchéité des barrages zonés.
- 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.
- Parement de protection : C'est une couche mince placée sur les parements pour lutter contre l'action des vagues et de la pluie.
- 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.
- 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.

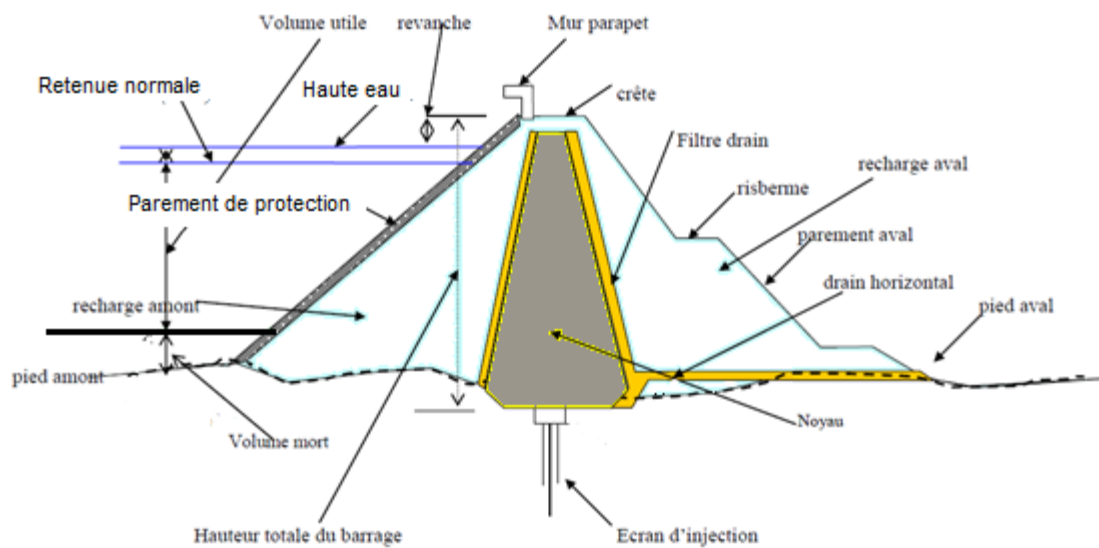


Figure 3: Coupe schématique d'un barrage en remblai (Millogo Founémé A. ,2009).

1.3 Classification des barrages en terre

Les barrages en remblai de terre se classent :

1.3.1 Barrage en terre homogène

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 4). Le remblai est constitué de matériaux du type argile, argile sablonneuse, limons, sable limoneux, etc.

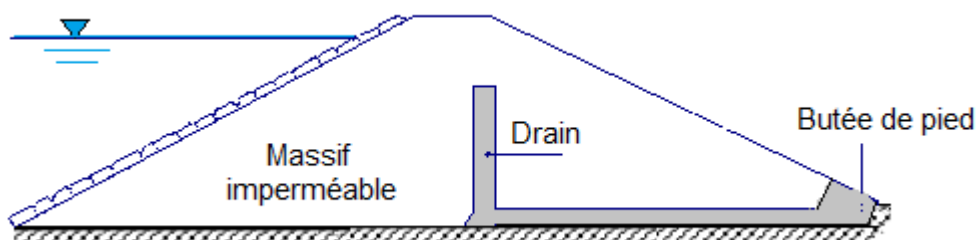


Figure 4: Barrage en terre homogène avec drain

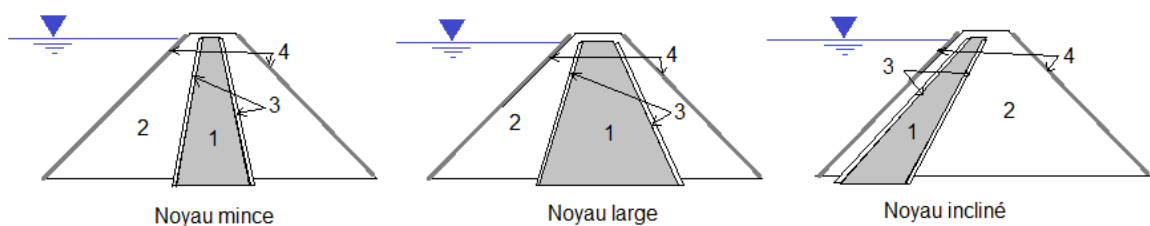
1.3.2 Barrage en terre hétérogène ou zoné.

Ce sont des barrages composés d'une zone centrale, appelée noyau, qui assure le rôle d'étanchéité. 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 5). 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. Les filtres sont décrits dans la section 4.1.

L'épaisseur du noyau dépend (Le Delliou 2003) :

- 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



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

Figure 5: Barrage zoné

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.

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

- 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.

1.3.3 Barrage à masque amont

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 6). Le record du monde est aujourd'hui détenu par le barrage de Shuibuyaen de Chine avec 233 mètres de hauteur au-dessus des fondations.

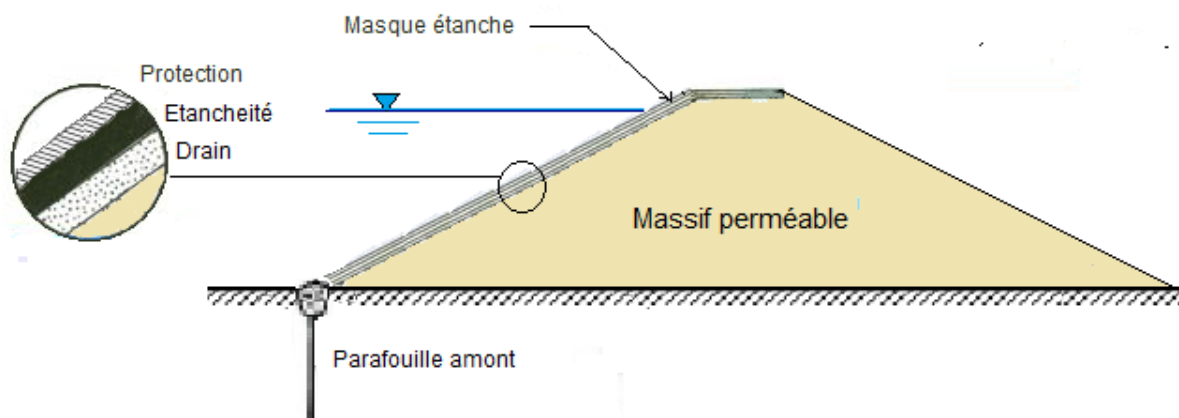


Figure 6: Barrage à masque amont

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 7).

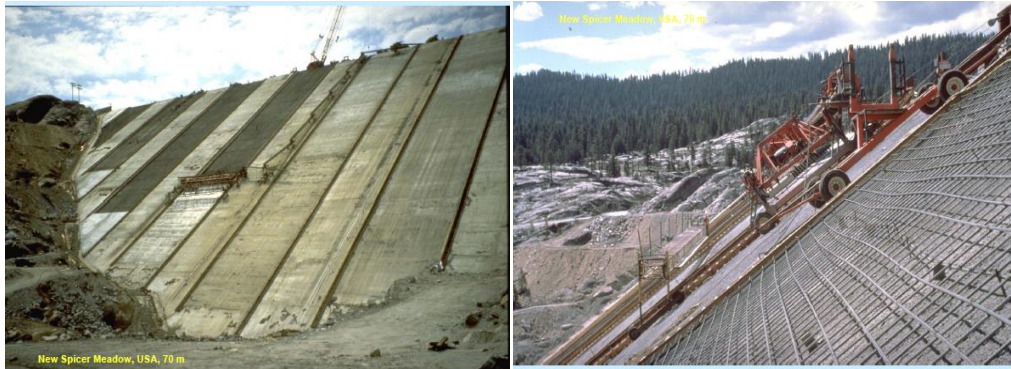


Figure 7: Masque en béton armé (barrage New Spicer Meadow, USA)

- Par une ou des couches de béton bitumineux mises en place par des engins routiers adaptés.
- 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 8).



Figure 8: Pose de géomembrane (Barrage de Sar Cheshmeh, Iran)

Le barrage à masque amont présente les avantages suivants :

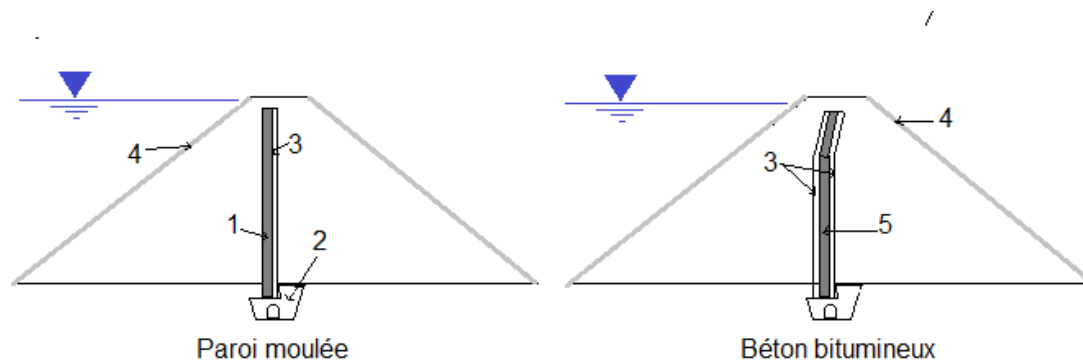
- le corps d'appui est situé hors d'eau donc pas d'infiltration et pas de variations de pressions interstitielles ;
- la poussée de l'eau s'exerce dans une direction favorable à la stabilité, elle renforce ainsi la résistance au glissement des talus.

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.

1.3.4 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 9) :



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

Figure 9: Barrages en remblai avec membranes centrales.

- 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.

- 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.

1.4 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 :

- 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.

- 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 (Figure 10).

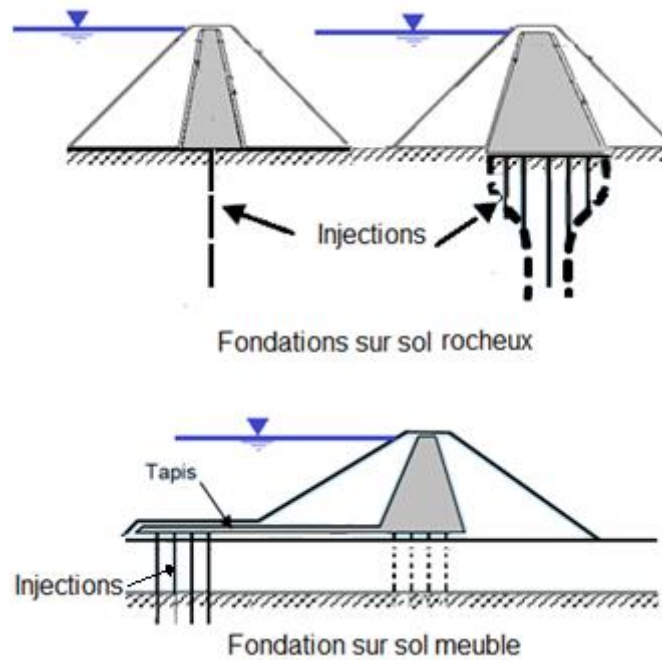


Figure 10: Influence de la fondation sur la conception du barrage (Schleiss, A. J. 2004)

– 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.

– 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.

- 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 et des drains plus importants.

1.5 Dimensionnement géométrique des murs de barrages en terre

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

1.5.1 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 (figure11) :

- Niveau normale de retenue (NR):

Cette hauteur est calculée en fonction de la capacité utile à stocker, du volume mort prévu et du volume des pertes par infiltration et évaporation. Elle correspond au niveau d'arase du déversoir.

- Niveau des plus hautes eaux (PHE)

Cette hauteur représente le niveau maximal du plan d'eau lors d'une crue. Elle correspond au niveau normal de retenue (RN) majorée de la charge (H) sur le déversoir de crue.

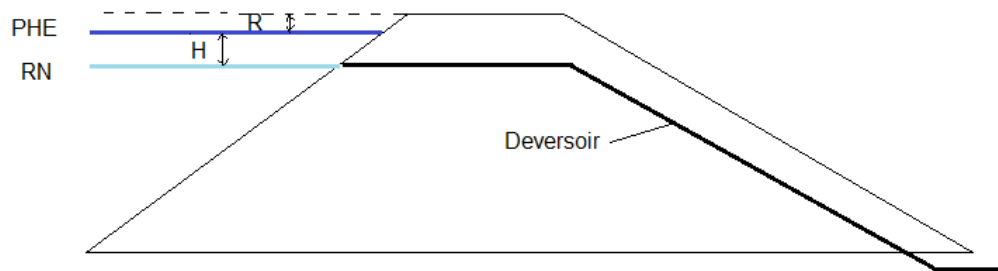


Figure 11: Définition des côtes RN et PHE

– Revanche :

La revanche R est la différence de cote 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, la formule empirique de Gaillard permet de calculer la hauteur de revanche sécuritaire des digues (Rolley, Kreitmann et al. 1977):

$$R_{min} = 0.75h + \frac{v^2}{2g} \quad (m) \quad Eq. 1$$

La vitesse de propagation des vagues est elle-même déduite de l'amplitude des vagues :

$$v = 1,5 + 2h \quad Eq. 2$$

v : Vitesse de propagation des vagues en m/s

h : Hauteur des vagues en m

La hauteur des vagues qui se forment du fait du vent peut être estimée 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).

$$\text{Si } F < 30\text{km} \quad h = 0.76 + 0.032 \cdot \sqrt{V \cdot F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F} \quad \text{Eq. 3}$$

$$\text{Si } F > 30\text{km} \quad h = 0.032 \cdot \sqrt{V \cdot F} \quad \text{Eq. 4}$$

Avec h : hauteur des vagues en (m)

V : Vitesse des vents en (km/h)

F : Fetch en (km)

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. Généralement une valeur minimale de 1.2m à 1.5 m est adoptée pour des digues de moins de 10 m de hauteur et une valeur supérieure à 1.5m pour les grands ouvrages.

1.5.2 Largeur en crête du barrage

La largeur en crête doit être au moins égale à 3m pour permettre le passage des engins de terrassement pendant la réalisation et ultérieurement pour son entretien. Parfois elle est calculée par les formules :

$$L = 1.65\sqrt{H} \quad (m) \quad \text{Eq. 5}$$

$$L = 3.6\sqrt[3]{H} - 3 \quad (m) \quad \text{Eq. 6}$$

Où H est la hauteur du barrage en mètre.

1.5.3 Pente 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 fixée par le calcul de stabilité. A titre indicatif, le tableau 2 donne quelques valeurs qui devront être vérifiées par une étude de stabilité mécanique du massif (Rolley, Kreitmann et al. 1977).

Tableau 2: Pente des talus pour prédimensionnement

Hauteur du barrage en m	Type de barrage	Pente amont	Pente aval
< 5	Homogène	1 :2.5	1 :2
	A zones	1 :2	1 :2
5 à 10	Homogène, granularité étendue	1 :2	1 :2
	Homogène, à fort pourcentage d'argile	1 :2.5	1 :2.5
	A zones	1 :2	1 :2.5
10 à 20	Homogène, granularité étendue	1 :2.5	1 :2.5
	Homogène, à fort pourcentage d'argile	1 :3	1 :2.5
	A zones	1 :2	1 :3.0

Chapitre 2 Etude des infiltrations dans le mur et sa fondation

2.1 Introduction

Après l'étude de dimensionnement qui permet de définir le profil général du barrage, on procède à l'étude des infiltrations dans le massif et sa fondation. Ces infiltrations dues à la charge hydraulique créée par le réservoir, ont une influence primordiale sur la stabilité de l'ouvrage. Un pourcentage élevé des accidents recensés des barrages en remblai est relié au phénomène de l'érosion interne suite aux infiltrations.

L'étude d'infiltration permet de déterminer les éléments suivants:

- Ligne de saturation

La ligne de saturation est une ligne suivant laquelle la pression à l'intérieur du massif est égale à la pression atmosphérique, elle sépare la zone humide de la zone sèche. Il est possible de la déterminer par analogie électrique ou l'utilisation de méthodes simplifiées telle que la méthode de Kozeny qui utilise des approximations et des propriétés graphiques du réseau d'écoulement. Sur le plan pédagogique, la méthode de Kozeny permet de se familiariser avec les réseaux d'écoulement. Sur le plan pratique, les méthodes les plus utilisées sont les méthodes numériques qui se sont largement développées.

- Les pressions interstitielles

Elles peuvent être déterminées à partir du tracé d'un réseau de lignes équipotentiels (les lignes équipotentiels sont des lignes fictives d'égale pression).

- Débit de fuite

Ce débit de percolation est un indice de fonctionnement de l'ouvrage, il doit être calculé et contrôlé en continu.

2.2 Détermination de la ligne de saturation par la méthode de Kozeny

2.2.1 Ligne de saturation pour barrage homogène sans drain sur sol imperméable

Kozeny a montré que, dans un barrage en terre homogène non drainé, la ligne de saturation peut être assimilée dans sa partie médiane à une parabole d'axe horizontal dont le foyer O est situé au pied du parement aval du barrage (Figure 12). L'équation de cette parabole s'écrit (Rolley, Kreitmann et al. 1977):

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0 \quad \text{Eq.7}$$

Avec
$$y_0 = \sqrt{(h^2 + d^2)} - d \quad \text{Eq.8}$$

Cette ligne de saturation doit être corrigée au droit du parement amont et aval du barrage.

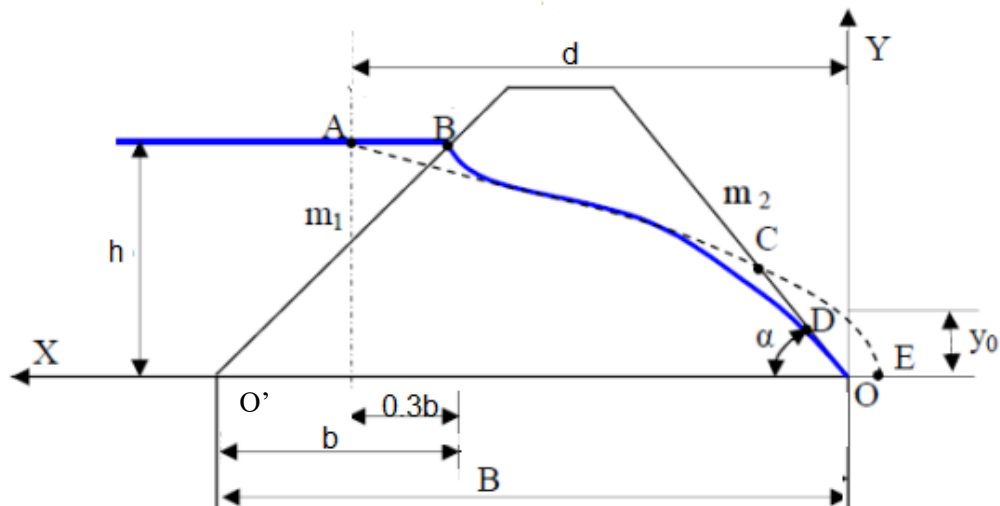


Figure 12: Ligne de saturation pour barrage homogène sans drain sur sol imperméable

Les étapes suivantes permettent la détermination graphique de la ligne de saturation pour un barrage homogène reposant sur une fondation imperméable sans drain :

- Dessinez la section du barrage en terre et le niveau d'eau en amont (h). Le point B est le point sur le talus amont qui coïncide avec le niveau d'eau (Figure 12) ;

- Soit b la distance qui correspond à la projection horizontale de $O'B$. Repérez le point A à une distance de $0,3b$ du point B sur la surface de l'eau ;
- Le foyer de la parabole de Kozeny se situe au pied aval du barrage, au point O . Choisissez O comme origine des axes $X Y$;
- A l'aide de l'équation 7, tracer la courbe de Kozeny en fixant les valeurs des ordonnées y (par exemple $0,2H, 0,4H... H$) et en calculant les abscisses x ;
- Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de Kozeny, on procède à une correction au droit du parement amont et du pied aval ;
- Correction en amont : on raccorde la ligne de saturation au point B du plan d'eau amont par une courbe normale au parement amont en B et tangente à la parabole ;
- Correction en aval : on fait aboutir la ligne de saturation en un point D tel que

$$OD \approx \frac{2}{3} OC \quad \text{Eq. 9}$$

On peut aussi trouver le point D avec la relation suivante :

$$OD = \sqrt{h^2 + d^2} - \sqrt{d^2 - h^2 \cot^2 \alpha} \quad \text{Eq. 10}$$

2.2.2 Ligne de saturation pour un barrage homogène avec drain

En général, les barrages en terre sont munis de drain pour rabattre la ligne de saturation à l'intérieur du barrage. Dans ce cas, la ligne de saturation est déterminée de la manière suivante (Figure 13):

- Dessinez la section du barrage en terre et le niveau d'eau en amont (h). le point B est le point sur le talus amont qui coïncide avec le niveau d'eau.
- Soit b la distance qui correspond à la projection horizontale de $O'B$. Repérez le point A à une distance de $0,3b$ du point B sur la surface de l'eau.
- Le foyer de la parabole de Kozeny se situe au pied amont du drain au point F (l'abscisse du point A est d). Choisissez F comme origine des axes $X Y$.

- Localiser le point G situé à y_0 de F
- A l'aide de l'équation 7, tracer la courbe de Kozeny en fixant les valeurs des ordonnées y (par exemple $0,2H, 0,4H... H$) et en calculant les abscisses x ;
- Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de Kozeny qui va du point A jusqu'au point qui se trouve à mi distance de FG, on procède à une correction au droit du parement amont seulement.
- on corrige la ligne de saturation au point B du plan d'eau amont par une courbe normale au parement amont en B et tangente à la parabole.

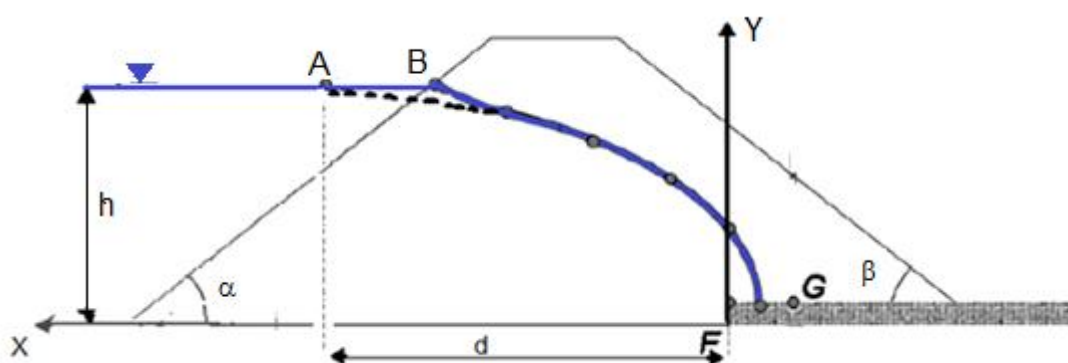


Figure 13: Ligne de saturation d'un barrage à drain horizontale

2.2.3 Ligne de saturation pour un barrage à noyau sur fondation imperméable

Dans le cas d'une digue à noyau imperméable épaulée par des zones de recharges perméables (Figure 14), on construit la ligne de saturation comme dans le cas de la section 2.2.1 en ne considérant que le noyau imperméable (Rolley, Kreitmann et al. 1977)

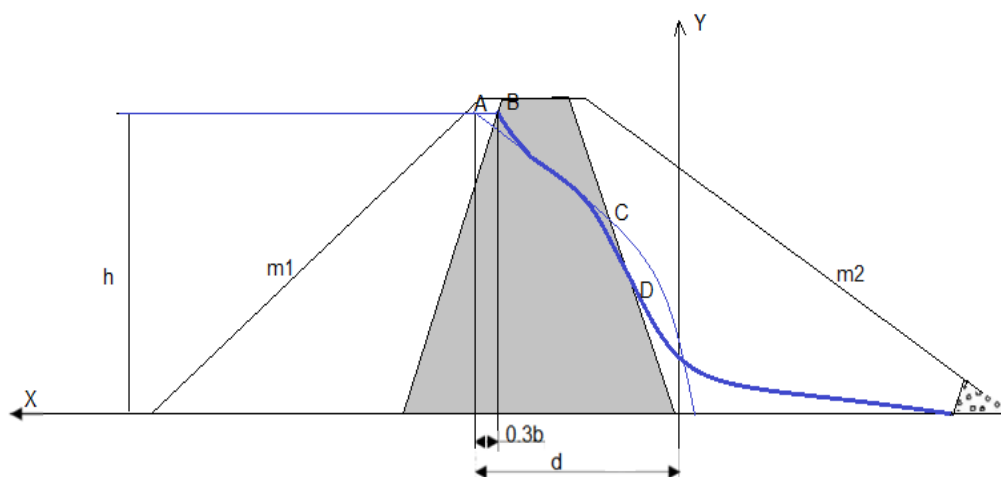


Figure 14: Ligne de saturation d'un barrage à noyau

2.2.4 Ligne de saturation pour barrage fondé sur sol perméable

Dans le cas où le sol de fondation est perméable, de perméabilité égale à celle du massif les méthodes de détermination de la ligne de saturation restent applicables, mais les formules donnant le débit ne sont plus valables.

2.3 Pressions interstitielles

2.3.1 Notion d'hydraulique du sol.

a. Charge hydraulique.

Soit un point situé dans un massif saturé siège d'un écoulement permanent, u la pression de l'eau en ce point et z sa cote par rapport à un repère quelconque. La charge hydraulique h en ce point, exprimée en mètre (m), représente l'énergie d'une particule d'eau de masse unitaire :

$$h = \frac{u}{\gamma_w} + z + \frac{v^2}{2g} \quad \text{Eq. 9}$$

Comme les vitesses dans les sols sont toujours faibles, le terme $\frac{v^2}{2g}$ est négligé.

D'où :

$$h \approx \frac{u}{\gamma_w} + z \quad \text{Eq. 10}$$

b. Gradient hydraulique

Le gradient hydraulique, \mathbf{i} , est la perte de charge hydraulique par unité de longueur. Dans un écoulement quelconque, il est défini par :

$$\vec{i} = -\overrightarrow{\text{grad}} h = \begin{cases} -\frac{\delta h}{\delta x} \\ -\frac{\delta h}{\delta y} \\ -\frac{\delta h}{\delta z} \end{cases} \quad \text{Eq. 11}$$

Dans un écoulement uniforme et unidirectionnel, il exprime la différence de charge hydraulique entre deux points d'un sol par unité de distance. Soit deux points **A** et **B** espacés d'une distance **l**, h_A et h_B leurs charges hydrauliques respectives, le gradient hydraulique entre ces deux points est :

$$i = \frac{h_A - h_B}{l}$$

L'écoulement existe de A vers B lorsqu'il ya présence d'un gradient hydraulique, qui génère un écoulement.

c. Loi de Darcy

Cette relation fondamentale s'écrit (Schlosser 1988, Degoutte and Royet 1999):

$$v = K i \quad \text{Eq. 12}$$

v : vitesse d'écoulement en m/s et K : coefficient de perméabilité en m/s, Le tableau suivant donne un ordre de grandeur de ce paramètre.

Tableau 3: Ordre de grandeur du coefficient de perméabilité(Schlosser 1988)

Type de sol	Perméabilité	Ordre de grandeur (m/s)
Argile compacte	Imperméable	10^{-9} à 10^{-12}
limon	Très faible	10^{-7} à 10^{-9}
Sables très fin	Faible	10^{-5} à 10^{-7}
Petits graviers, sables	Assez élevée	10^{-3} à 10^{-5}
Gravier moyens à gros	Très élevée	10^{-1} à 10^{-2}

d. Forces d'écoulement

Lorsqu'il y a un écoulement, il y a une perte de charge par dissipation d'énergie par frottements eau/grains du sol. En plus de la poussée d'Archimède, des forces dirigées dans le sens de l'écoulement apparaissent sur les grains du sol.

La figure 15 montre le bilan des forces s'exerçant sur un volume élémentaire du sol, il correspond à trois forces :

- Le poids : C'est la force verticale descendante $P = \gamma_{sat} \Delta V$ avec γ_{sat} le poids volumique du sol saturé,
- La poussée d'Archimède : C'est la force verticale ascendante égale à $\gamma_w \Delta V$,
- La force d'écoulement : Dirigée dans le sens de l'écoulement, elle est égale à $i \gamma_w \Delta V$

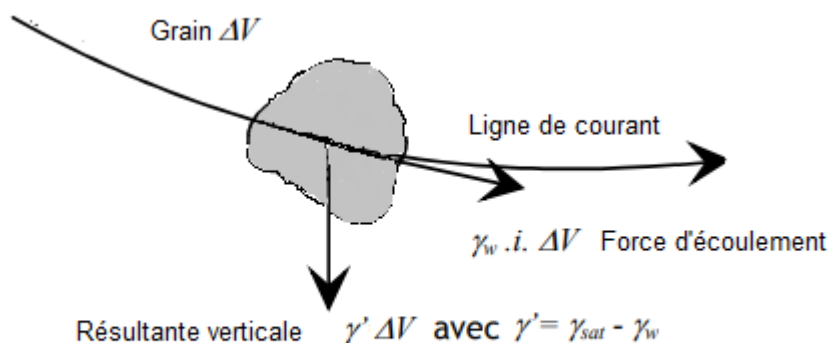


Figure 15: Bilan des forces exercées sur un volume élémentaire de sol.

Ces forces d'écoulement sont donc à prendre en compte dans les calculs de stabilité des ouvrages.

e. Lignes d'équipotentiellles et lignes de courant

Un réseau d'écoulement est une représentation graphique d'un champ d'écoulement (Solution de l'équation de Laplace). Sa construction a pour but de connaître en tout point du massif, la charge hydraulique, la vitesse et de déterminer les valeurs des forces d'écoulement ou des débits percolant dans une section donnée. Il existe plusieurs méthodes pour construire ce réseau, la méthode graphique est une solution approchée mais suffisante dans le cas pédagogique qui est le notre. Ce réseau comprend une famille de lignes d'écoulement et d'équipotentiellles qui remplissent les conditions suivantes (voir figure 16) :

- Les lignes d'écoulement représentent les voies d'écoulement des particules d'eau ;
- Les lignes d'écoulement et lignes équipotentiellles sont orthogonales les unes par rapport aux autres ;
- Le débit entre deux lignes d'écoulement adjacentes est constant (dq) ;
- L'écoulement ne peut pas se produire à travers les lignes d'écoulement ;
- Une ligne équipotentielle est une ligne reliant des points ayant la même charge hydraulique;
- La vitesse d'écoulement est normale aux lignes équipotentiellles ;
- La différence de hauteur manométrique entre deux lignes équipotentiellles est la perte de charge (Δh) ;
- Une ligne d'écoulement ne peut pas croiser une autre ligne d'écoulement ;
- Une ligne équipotentielle ne peut pas croiser une autre ligne équipotentielle.

Pour tracer un réseau d'écoulement des essais successifs sont effectués. En général, on fixe en premier le nombre de lignes de courant, 3 à 8 lignes sont souvent suffisantes. En fonction de ce nombre sélectionnée, le nombre de lignes équipotentiellles sera automatiquement fixé par la géométrie et la disposition de la grille.

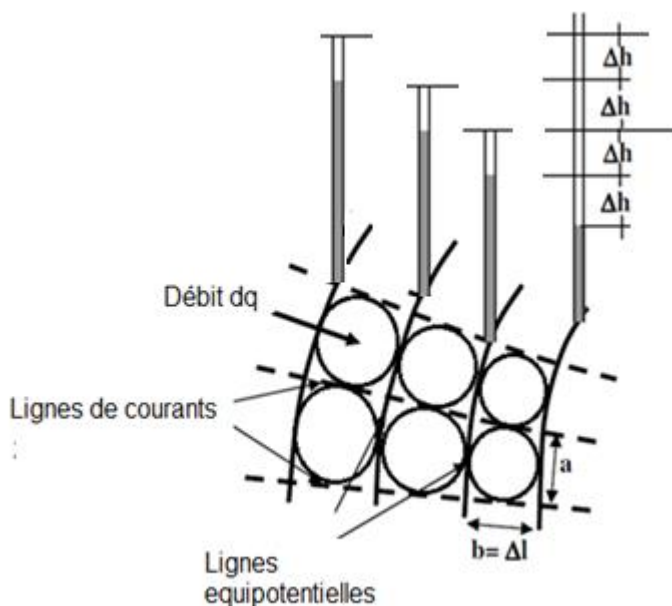


Figure 16: Réseau d'écoulement

2.3.2 Tracé du réseau d'écoulement dans le cas des barrages en remblai par la méthode graphique

La solution graphique du problème d'infiltration des barrages en remblai se ramène donc à tracer un réseau de lignes orthogonales, les conditions aux limites étant connues. Dans le cas d'un massif homogène reposant sur une assise imperméable, la ligne de saturation et la ligne au contact massif- assise sont deux lignes de courant. Le parement amont est une équipotentielle (Figure 17). Si le massif comporte un tapis drainant, la ligne équipotentielle au côté du drain est une ligne à pression atmosphérique (Figure 18).

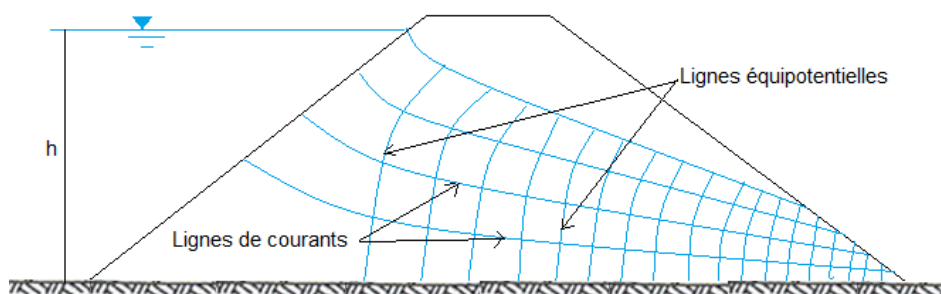


Figure 17: Tracé du réseau d'écoulement dans le cas de barrage homogène sur sol imperméable sans drain

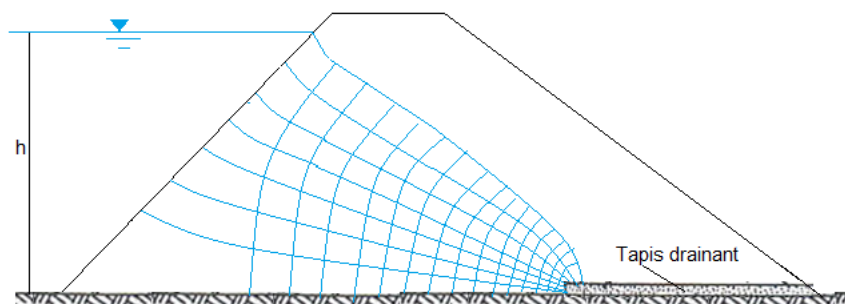


Figure 18: Tracé du réseau d'écoulement dans le cas de barrage homogène avec drain horizontal sur sol imperméable

Si les terrains d'assise sont perméables sur une hauteur finie avec une perméabilité semblable à celle du massif du barrage, la ligne de saturation et la ligne limitant la partie inférieure de la couche perméable sont des lignes de courants limites constituant les frontières du système considéré (Figure 19).

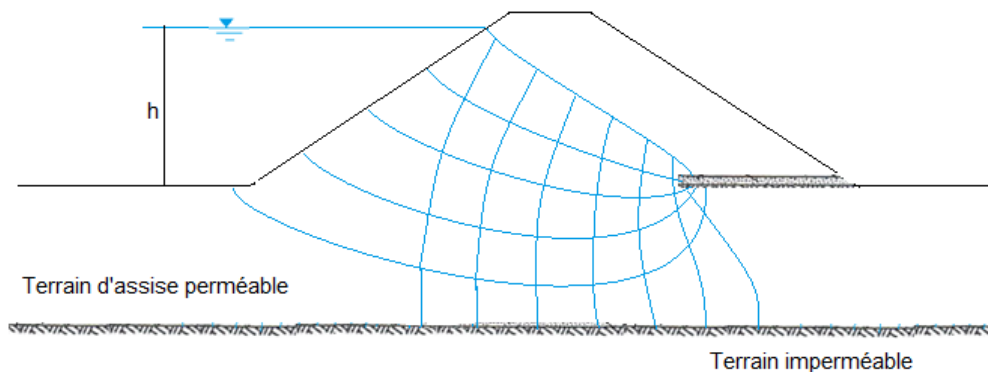


Figure 19: Tracé du réseau d'écoulement dans le cas de barrage homogène avec drain horizontal sur sol perméable de même perméabilité que le massif

Si l'écoulement se fait à travers des couches de différentes perméabilités, les lignes de courant se réfractent au contact de la surface de séparation des deux couches. Elles se resserrent lorsqu'elles entrent dans un matériau plus perméable ou s'écartent dans un matériau moins perméable (Figure 20).

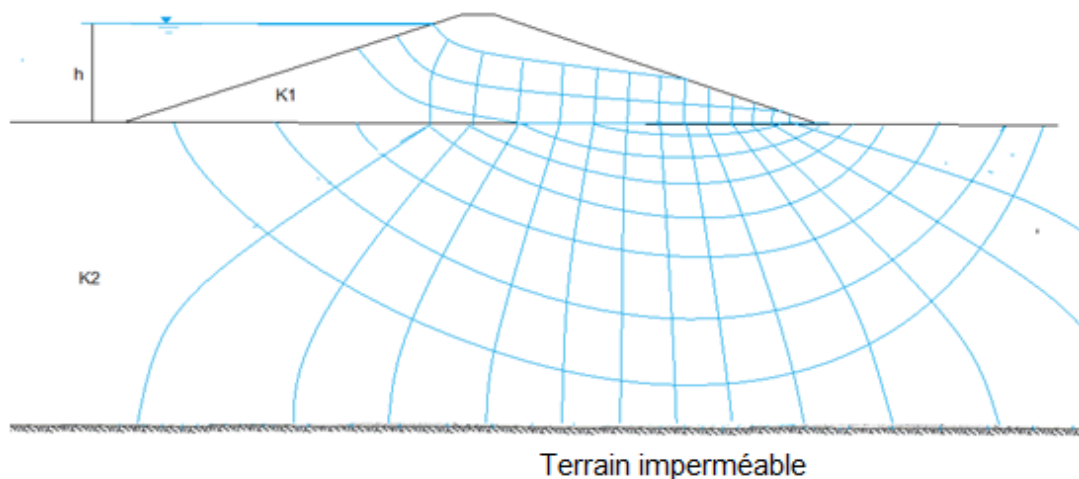


Figure 20: Tracé du réseau d'écoulement dans le cas de terrain d'assise moins perméable que le massif du barrage ($K_1 > K_2$)

Dans le cas de vidange rapide les lignes se répartissent différemment puisque le parement amont n'est plus une ligne équipotentielle et son potentiel varie en fonction du point considéré (Figure 21).

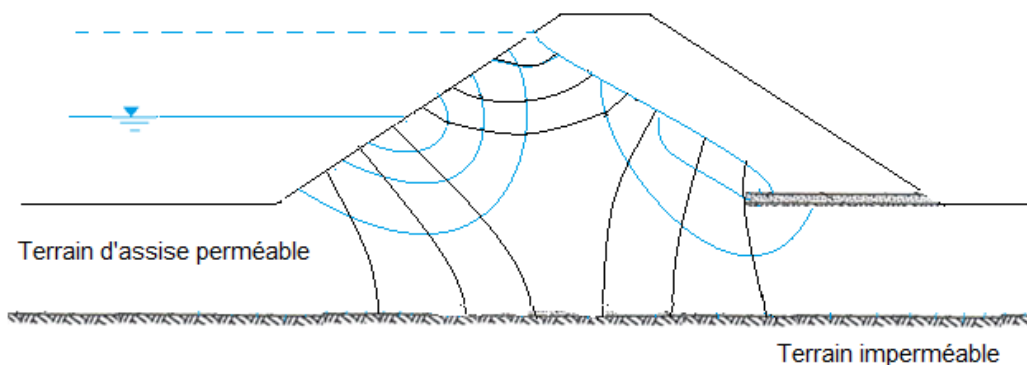


Figure 21: Tracé du réseau d'écoulement dans le cas d'une vidange partielle

2.3.3 Pression de l'eau dans le corps du barrage

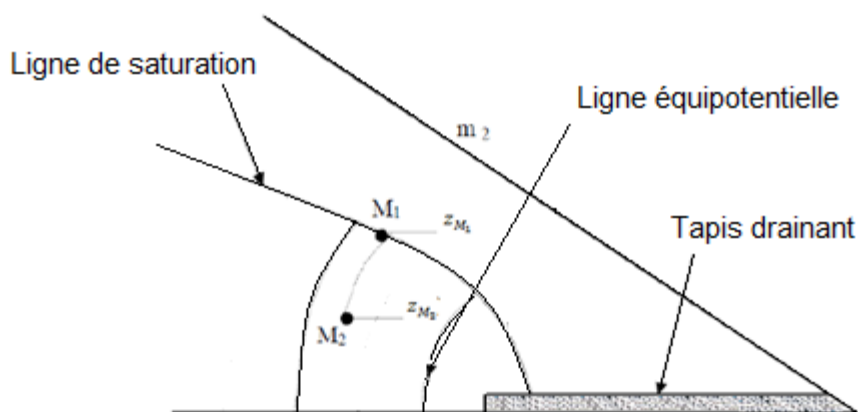


Figure 22: Détermination de la pression interstitielle.

Quand on dispose de réseau d'équipotentiels, il est facile d'en déduire la pression de l'eau en chaque point.

D'après la figure 22 la charge hydraulique H_{M_2} au point M_2 est égale à :

$$H_{M_2} = \frac{U_{M_2}}{\gamma_w} + z_{M_2}$$

U_{M_2} et z_{M_2} sont respectivement la pression de l'eau et la cote du point M_2 par rapport à un plan arbitraire fixé.

d'où :

$$U_{M_2} = (H_{M_2} - z_{M_2}) \gamma_w$$

De même $U_{M_1} = (H_{M_1} - z_{M_1}) \gamma_w$ et comme $U_{M_1} = 0$ (le point M_1 se trouve sur la ligne de saturation) $H_{M_1} = H_{M_2} = z_{M_1}$ alors la pression au point M_2 se calcule par :

$$U_{M_2} = (z_{M_1} - z_{M_2}) \gamma_w \quad \text{Eq. 13}$$

2.4 Débit de fuite

La loi de Darcy permet d'évaluer le débit de fuite connaissant le réseau d'écoulement.

D'après la figure 16 les termes suivants sont définis comme suit :

N_h = Nombre de chutes d'équipotentialité,

N_c = Nombre de canaux d'écoulement,

dq = débit dans un canal d'écoulement (entre deux lignes de courant adjacentes)

Δh = perte de charge entre deux lignes équipotentiels adjacentes

Considérons une maille du réseau de dimension $a \times b$ par unité de largeur tel que :

a = distance entre deux lignes de courants,

b = distances entre deux lignes équipotentiels,

La perte de charge est : $\Delta h = \frac{h}{N_h}$ et le gradient hydraulique est : $i = \frac{\Delta h}{\Delta l} = \frac{\Delta h}{b}$

$$\text{D'où } i = \frac{h}{b.N_h}$$

D'après la loi de DARCY le débit est : $dq = v.S = K.i.S = k.\frac{h}{b.N_h} a$

Le débit total par unité de largeur sera : $Q = K.\frac{h}{b.N_h} a.N_c$

En général, les réseaux d'écoulement sont tracés avec : $a=b$

Dans ce cas, le débit total est :

$$Q = K \cdot h \frac{Nc}{N_h}$$

Ce calcul a été effectué par unité de largeur. Pour une digue de largeur L , le débit de fuite total est :

$$Q = K \cdot h \frac{Nc}{N_h} L \quad \text{Eq. 14}$$

La méthode de calcul exposée ci-dessus est générale. D'autres méthodes tenant compte de l'angle α que fait le talus aval avec l'horizontale et basées également sur la loi de Darcy sont appliquées pour le calcul du débit de résurgence (Rolley, Kreitmann et al. 1977).

Si $\alpha < 30^\circ$

$$Q = K b \sin^2 \alpha \quad \text{Eq. 15}$$

Avec $b = OD = \sqrt{h^2 + d^2} - \sqrt{d^2 - h^2 \cot^2 \alpha}$ Eq. 16

Si $30^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$

$$Q = K y_0$$

y_0 est l'ordonnée du point de sortie de la surface libre.

2.5 Erosion interne, phénomène de Renard et Boulance

L'érosion interne est l'une des principales causes de rupture des barrages en remblai. C'est un processus qui implique des arrachements de particules et leur transport dans le barrage ou sa fondation "Piping" en Anglais. Elle se produit quand la force de l'écoulement est suffisamment importante pour arracher les particules du massif et les entraîner avec elle. Ceci n'est possible que si les particules du sol sont fines et qu'elles puissent migrer à travers les vides du massif dont la granulométrie n'est pas uniforme. Si la hauteur de charge est suffisante pour permettre à l'eau de s'infiltrer à des vitesses capable d'entraîner les particules, un passage préférentielle se forme allant en grandissant jusqu'à rupture de l'ouvrage (Figure 23).

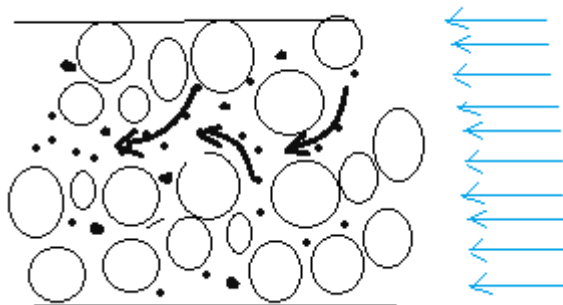


Figure 23: Erosion interne

Le phénomène de Boulance se produit quand l'écoulement est ascendant et la pression de l'écoulement avec la poussée d'Archimède arrivent à annuler le poids des particules du sol. Ceci n'est en général possible que si le sol est fin et pulvérulent. En s'opposant au poids des grains cette composante peut atteindre des valeurs qui permettent aux grains de flotter (Figure 24).

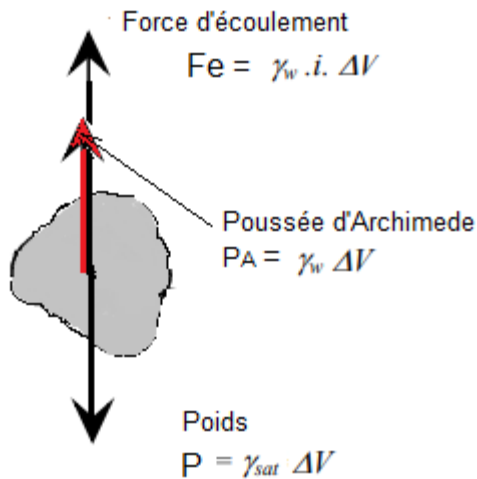


Figure 24 : Phénomène de Boulance

Ce phénomène se produit dans un écoulement si le gradient hydraulique i est vertical ascendant, les grains sont alors entraînés par l'eau. On définit le gradient hydraulique critique, i_c , pour lequel la résultante des forces est nulle et donc les grains du sol à la limite d'être entraînés :

A la limite $P = P_A + P_e$ d'où $\gamma_{sat} \cdot \Delta v = \gamma_w \cdot \Delta v + i_c \gamma_w \cdot \Delta v$

$$i_c = \frac{\gamma_{sat} - \gamma_w}{\gamma_w} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \quad \text{Eq. 17}$$

Pour les barrages en terre, le risque de Boullance existe si les fuites se produisent d'une manière importante à travers le sol de fondation.

– *Méthodes de préventions*

Pour empêcher l'érosion interne en fondation d'un barrage, il faut réduire le gradient hydraulique le long de la ligne de cheminement. Comme la hauteur d'eau H est imposée, c'est la longueur L des cheminements qui est le paramètre essentiel. LANE distingue les cheminements verticaux L_v des cheminements horizontaux L_H . Sa règle empirique généralement utilisée pour le calcul des fondations de barrages s'écrit (Rolley, Kreitmann et al. 1977):

$$L_v + \frac{L_H}{3} \geq C \cdot H \quad \text{Eq. 18}$$

Le paramètre C est un coefficient dont les valeurs minimales varient suivant la nature du terrain (Tableau 4).

Tableau 4: Coefficient de LANE en fonction de la nature de terrain (Rolley, Kreitmann et al. 1977)

Nature du terrain	C
Sables fins et limons	8.5
Sables fins	7
Sables moyens	6
Gros sables	5
Petits graviers	4
Gros graviers	3
Mélange de gravier et de gros galets	2.5
Argile plastique	3
Argile consistante	2
Argile dure	1.8

Pour prévenir l'érosion interne dans un barrage en terre, des précautions doivent être prises pendant de la construction pour maîtriser les gradients d'écoulement et empêcher l'expulsion des fines.

2.6 Applications

Exemple N°1

Soit un barrage en terre constitué d'un massif homogène de perméabilité isotrope k reposant sur un substratum horizontal imperméable (Figure 25). On notera h le niveau d'eau dans la retenue, H la hauteur du barrage, b_c la largeur du barrage en crête, m_1 la pente du talus amont et m_2 la pente du talus aval. Pour $h = 17\text{m}$, $H = 20\text{m}$, $b_c = 7.5\text{m}$ et $m_1 = m_2 = 1/2.5$, déterminer le point de résurgence de la nappe phréatique à l'aval et tracer la ligne de saturation.

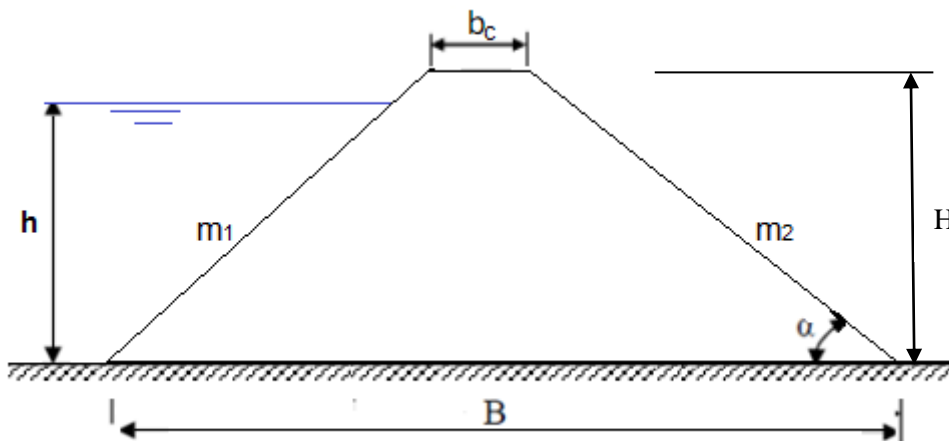


Figure 25: Barrage en terre homogène reposant sur un substratum imperméable

Solution

- Point de résurgence de la nappe phréatique

L'angle α que fait le talus aval avec le plan horizontal est $= \tan^{-1}(1/2.5) = 21.8^\circ$. Cet angle est inférieur à 30° par conséquent :

$$OD = \sqrt{h^2 + d^2} - \sqrt{d^2 - h^2 \cot^2 \alpha}$$

$$\text{Avec, } d = 2H \cot \alpha + b_c - 0.7 \cot \alpha h$$

$$A.N: \quad H= 20m; h=17m; bc=7.5; \alpha=21.8^\circ$$

$$d = 2 \times 20 \times \cot 21.8 + 7.5 - 0.7 \times 17 \times \cot 21.8 = 77.75 \text{ m}$$

$$OD = \sqrt{17^2 + 77.75^2} - \sqrt{77.75^2 - 17^2 \cot^2 21.8} = 14.48 \text{ m}$$

- Le tracé de la ligne de saturation

Il s'agit de calculer les coordonnées (x, y) de chacun des points A, B, C et D puis de procéder au traçage de la parabole de Kozeny dans le cas théorique d'un écoulement à travers un massif perméable reposant sur un substratum imperméable. Des corrections à cette parabole du côté amont et du côté aval doivent être effectuées. Du côté amont on raccorde la ligne de saturation au point B du plan d'eau amont par une courbe normale au parement amont en B et tangente à la parabole, Du côté aval, la correction consiste à tracer la tangente au talus aval au point D (voir figure 12 page 16 et figure 26 page 32).

Coordonnées du point A :

$$\mathbf{A (d ; h) \quad \rightarrow \quad A (77.75 ; 17)}$$

Coordonnées du point B :

$$\mathbf{B (d-0.3b ; h) \quad \rightarrow \quad B (65 ; 17)}$$

Coordonnées du point C :

C est le point d'intersection entre le talus aval d'équation $y = 0.4x$ et la parabole de Kozeny d'équation $y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0$

$$\text{Avec } y_0 = \sqrt{(h^2 + d^2)} - d = 1.83 \text{ m}$$

La coordonnée x du point C vérifie l'équation du second degré $0.16x^2 - 3.66x - 3.34 = 0$

On ne retient que la racine positive $x = 23.75 \text{ m}$

La coordonnée y du point C vaut alors : $y = 0.4 \times 23.75 = 9.5 \text{ m}$

$$\mathbf{C (23.75 ; 9.5)}$$

Coordonnées du point D

$$(OD \cos \alpha ; OD \sin \alpha) \rightarrow \mathbf{D (13.44 ; 5.37)}$$

Dans la partie médiane les coordonnées de la ligne de saturation sont :

x	25	30	35	40	45	50	55
y	9,74	10,64	11,47	12,24	12,96	13,65	14,31

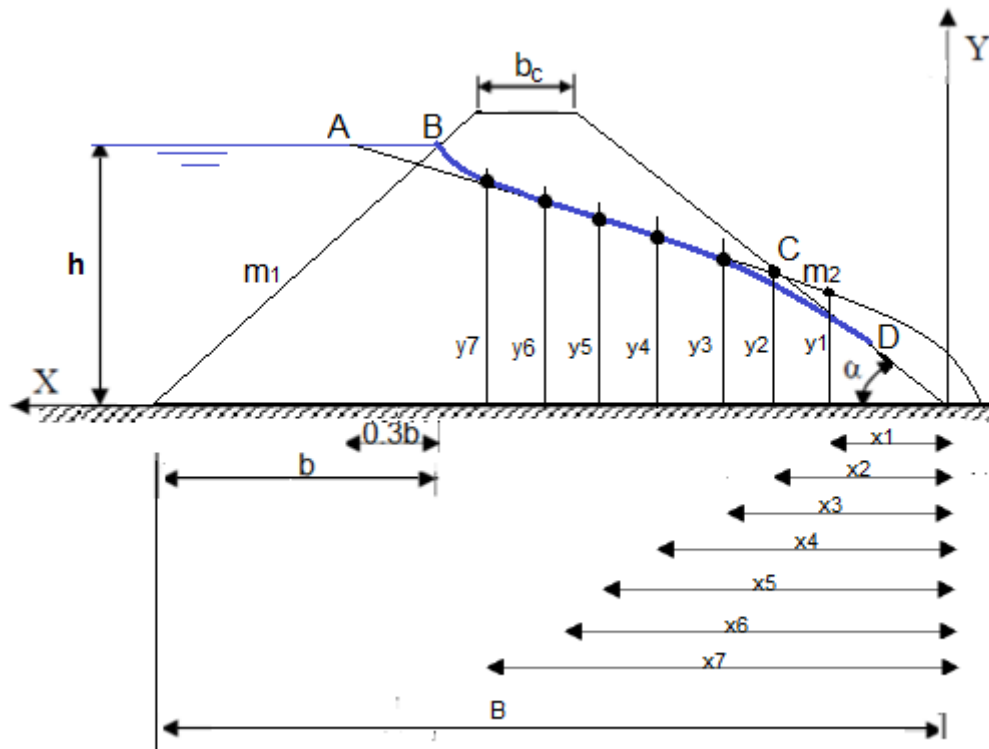


Figure 26: Tracé de la courbe de saturation

Exemple N°2

Soit un barrage en terre constitué d'un massif homogène de perméabilité isotrope k , reposant sur un substratum horizontal imperméable et muni d'un drain tapis (Figure 27). Dans le cas d'un réseau d'écoulement représenté par la figure ci-dessous, calculer le débit d'infiltration drainé par le drain horizontal et les pressions interstitielles aux points interceptés par la droite Δ .

$$h = 20\text{m}, H = 22\text{m}, bc = 7.5\text{m} \text{ et } m_1 = m_2 = 1/2.5, K = 10^{-5} \text{ m/s}$$

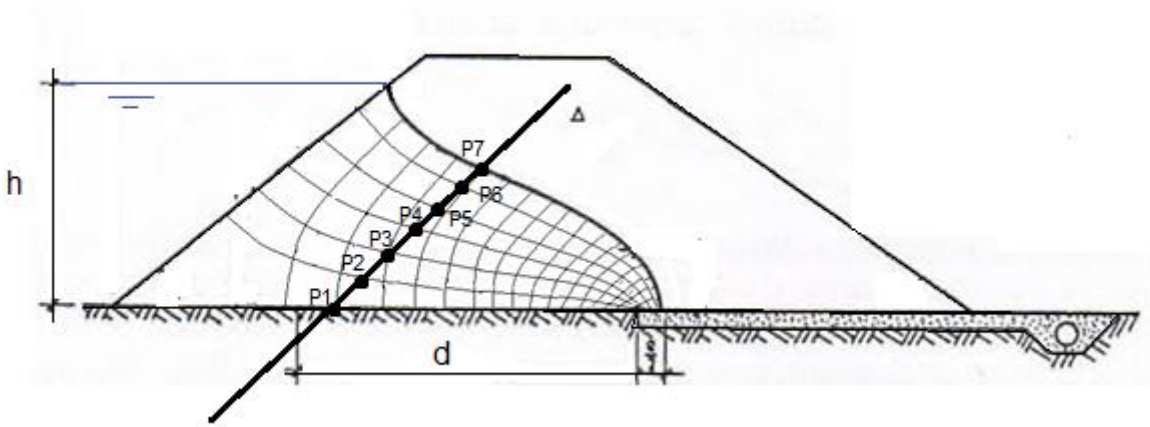


Figure 27: Barrage en terre homogène avec drain horizontal reposant sur un substratum imperméable

Solution

- le débit d'infiltration drainé par le drain horizontal

D'après la figure le nombre d'intervalles des lignes de courant est $N_c = 6$, le nombre d'intervalle des lignes équipotentiels est $N_h = 17$.

Le débit total par unité de largeur est :

$$Q = k \cdot h \frac{N_c}{N_h} = 10^{-5} * 20 * \frac{6}{17} = 7.10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}/\text{ml}$$

- Calculer les pressions interstitielles aux points interceptés par la droite Δ

Par définition la pression en chaque point du massif est $U_M = (H_M - z_M) \gamma_w$

La différence de potentielle entre l'amont et l'aval est : $\Delta h = \frac{20}{17} = 1.17\text{m}$.

– Le point P₁ est situé sur l'équipotentielle $h - 2\Delta h = 20 - 2 \times 1.17 = 17.66\text{m}$

$$U_{P_1} = (h_{P_1} - z_{P_1})\gamma_w = (h - 2\Delta h - z_{P_1})\gamma_w = (17.66 - 0) \cdot 10 = 176.6 \text{ KN/m}^2$$

– Le point P₂ est situé sur l'équipotentielle $h - 2.5\Delta h = 20 - 2.5 \times 1.17 = 17.07\text{m}$

$$U_{P_2} = (h_{P_2} - z_{P_2})\gamma_w = (h - 2.5\Delta h - z_{P_2})\gamma_w = (17.07 - 2.7) \cdot 10 = 143.7 \text{ KN/m}^2$$

– Le point P₃ est situé sur l'équipotentielle $h - 3\Delta h = 20 - 3 \times 1.17 = 16.49\text{m}$

$$U_{P_3} = (h_{P_3} - z_{P_3})\gamma_w = (h - 3\Delta h - z_{P_3})\gamma_w = (16.49 - 4.7) \cdot 10 = 117.9 \text{ KN/m}^2$$

– Le point P₄ est situé sur l'équipotentielle $h - 3.5\Delta h = 20 - 3.5 \times 1.17 = 15.90\text{m}$

$$U_{P_4} = (h_{P_4} - z_{P_4})\gamma_w = (h - 3.5\Delta h - z_{P_4})\gamma_w = (15.9 - 7.3) \cdot 10 = 86 \text{ KN/m}^2$$

– Le point P₅ est situé sur l'équipotentielle $h - 3.8\Delta h = 20 - 3.8 \times 1.17 = 15.55\text{m}$

$$U_{P_5} = (h_{P_5} - z_{P_5})\gamma_w = (h - 3.8\Delta h - z_{P_5})\gamma_w = (15.5 - 8.7) \cdot 10 = 68 \text{ KN/m}^2$$

– Le point P₆ est situé sur l'équipotentielle $h - 4\Delta h = 20 - 4 \times 1.17 = 15.32\text{m}$

$$U_{P_6} = (h_{P_6} - z_{P_6})\gamma_w = (h - 4\Delta h - z_{P_6})\gamma_w = (15.32 - 10.7) \cdot 10 = 46 \text{ KN/m}^2$$

– Le point P₇ est situé sur la ligne de saturation d'où $U_{P_7} = 0$

Chapitre 3 Stabilité des barrages en terre

3.1 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.

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.

3.2 Principe d'analyse

3.2.1 Notion de facteur de sécurité

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.

D'une manière générale, ces méthodes se basent toutes sur le même principe, elles cherchent à déterminer des endroits dans le massif où les forces qui provoquent le glissement risquent de dépasser les forces qui résistent. La sécurité est assurée si, dans aucun endroit, les premières forces ne dépasseront pas les secondes. La marge de sécurité est exprimée par le rapport des forces de résistances sur les forces motrices.

Ce coefficient de sécurité est défini par des rapports de forces, de contraintes, de moments ou même en termes de hauteurs de talus.

3.2.2 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 (Figures 28), d'appliquer les différentes forces sur ces tranches et d'étudier l'équilibre de l'ensemble. Les hypothèses de calcul sont (Le 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 « FS » est constant le long de la courbe de rupture.

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 :

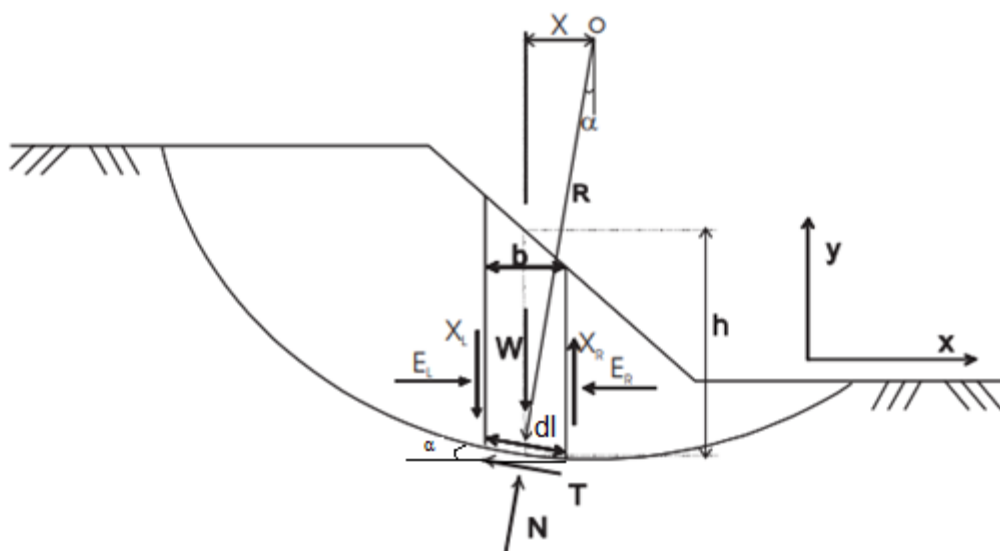


Figure 28: Découpage en tranche

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

- poids total W_i de la tranche de largeur b et de hauteur h ;
- 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 $T = \tau \cdot dl$ et τ est donnée par l'équation de Mohr- Coulomb:

$$\tau = C + (\sigma - u)tg\varphi \quad Eq. 19$$

Avec:

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

σ est la contrainte normale ;

u est la pression interstitielle.

φ est l'angle de frottement interne

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 $C \cdot dl + (W_i \cos \alpha_i - u \cdot dl)tg\varphi$

La largeur de la tranche dl peut s'exprimer par (voir figure 28):

$$dl = \frac{b}{\cos\alpha_i}$$

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 :

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n [C \cdot dl + (Wi \cos\alpha_i - u \cdot dl) \operatorname{tg}\phi]}{\sum_{i=1}^n Wi \sin\alpha_i} \quad \text{Eq. 20}$$

3.2.3 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.

– 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 (Figure).

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 (Rolley, Kreitmann et al. 1977):

$$P_s = \beta \cdot K \cdot w \quad \text{Eq. 21}$$

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 sismicité de la zone et du degré d'importance de l'ouvrage ($k \approx 0.025$)

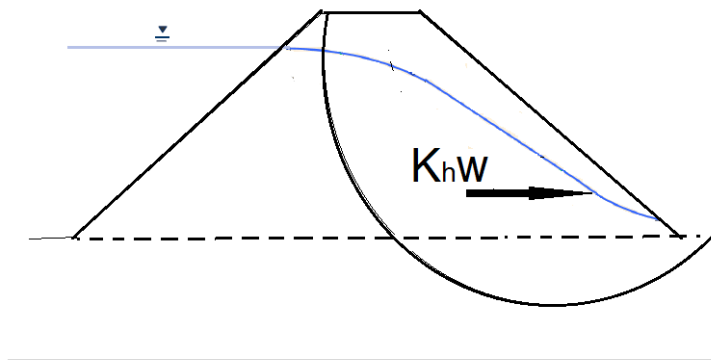


Figure 29: Sollicitation pseudo-statique

L'équation 20 devient :

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n [C \cdot dl + (W_i \cos \alpha_i - u \cdot dl) \operatorname{tg} \varphi]}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i + \beta \frac{K}{R} \sum_{i=1}^n w_i q_i} \quad \text{Eq. 22}$$

Avec :

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

3.3 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.

3.3.1 Fin de construction.

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.

3.3.2 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.

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 a 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 , quelque soit la condition de perméabilité du matériau de construction, peuvent être obtenus à partir de l'essai de résistance au cisaillement à long terme, surconsolidé, saturé et drainé.

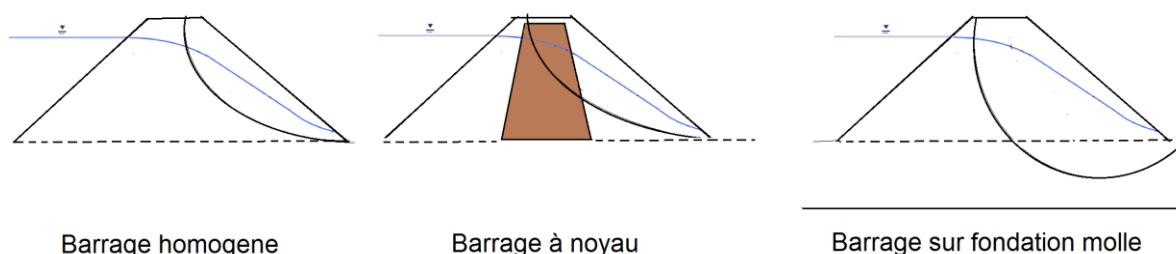


Figure 30: Surface de rupture les plus critiques en fonction du type de barrage en terre

3.3.3 Vidange rapide.

La condition 'vidange rapide' est rencontrée lorsque le niveau d'eau diminue brusquement au-dessous du niveau normal de la retenue (Figure 31). Dans ce cas les pressions d'eau dans le corps de l'ouvrage ne sont pas dissipées, alors que la pression d'eau extérieure a disparu. Le talus amont se trouve dans une situation plus défavorable qu'en condition normale d'exploitation. C'est donc ce secteur amont du barrage qui est affecté par la condition 'vidange rapide', on conserve la pression et on enlève l'effet stabilisateur du réservoir.

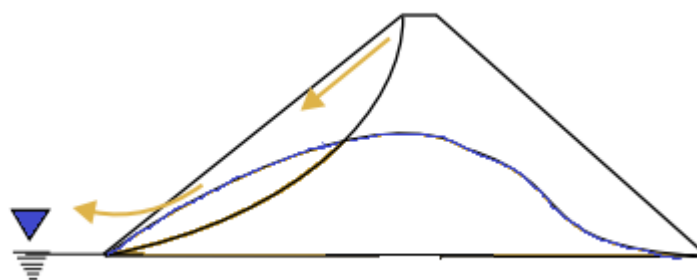


Figure 31: Glissement du parement amont sous l'effet de vidange rapide

3.4 Facteurs de sécurité minimaux

Selon les normes DIN (Le Delliou 2003) les facteurs de sécurité minimaux utilisés dans les barrages en terre sont dans les:

- Conditions normales (lac plein à niveau normal) $F_s \geq 1.4$
- Conditions spéciales 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) $F_s \geq 1.2$

On note qu'à l'aide d'outils informatiques performants les surfaces de glissements critiques sont trouvées rapidement. Un exemple est donné dans l'application suivante élaborée à l'aide du logiciel GEOSTUDIO.

3.5 Application

Soit un barrage en terre constitué d'un massif homogène de perméabilité isotrope k reposant sur un substratum horizontal imperméable (Figure 32). En utilisant la méthode des tranches de Fellenius :

1. Calculer manuellement le coefficient de sécurité le long de la ligne de rupture de rayon $R=32$ m et de centre de rupture $O(20 ; 32)$ du talus aval du barrage en terre, en fin de construction et après dissipation des surpressions ($u=0$)
2. Déterminer à l'aide du logiciel GEOSTUDIO, le coefficient de sécurité critique dans le cas de retenue vide puis retenue pleine.

Données : $H=20$ m, $h=17$ m, $m_1=m_2=1/2.5$, $b_c=7.5$ m,

Les propriétés du sol sont :

C (cohésion) = 20 kpa
 Φ (angle de frottement interne) = 30°
 γ (Poids volumique) = 18kN/m^3

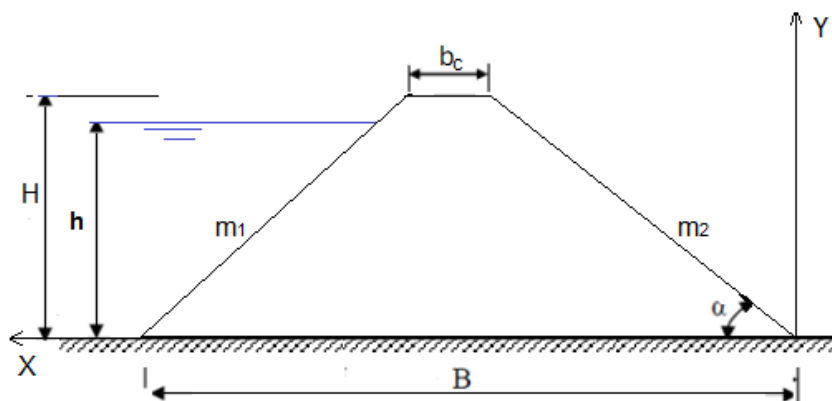


Figure 32: Barrage en terre homogène reposant sur un substratum imperméable

Solution

1. Le volume de sol intercepté par le cercle de rupture est découpé en 10 tranches de largeur égale (Figure 33). Les résultats du calcul des forces appliquées sur les différentes tranches sont présentés dans le tableau 7.

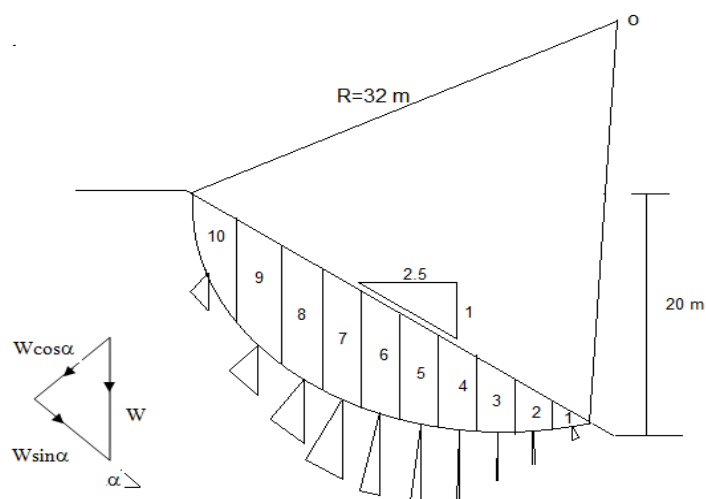


Figure 33: Découpage du volume de sol et forces appliquées sur chaque tranche

Tableau 5: Calcul par la méthode des tranches

Tranche	W (kN)	α (°)	$W \cos \alpha$ (kN)	$W \sin \alpha$ (kN)	dl (m)	$C \cdot dl + W \cos \alpha$ $* \operatorname{tg} \varphi$ (kN)
1	125,04	-20,00	117,51	-42,76	4,54	48,01
2	350,43	-12,02	342,74	-73,00	4,36	14,21
3	528,51	-4,29	527,04	-39,49	4,28	46,04
4	662,08	3,37	660,94	38,96	4,27	124,40
5	751,29	11,09	737,25	144,57	4,35	231,49
6	793,68	19,03	750,31	258,79	4,51	349,02
7	783,41	27,38	695,68	360,23	4,80	456,29
8	708,79	36,43	570,28	420,91	5,30	526,92
9	544,84	46,76	373,22	396,93	6,23	521,44
10	218,11	60,01	109,04	188,90	8,53	359,52
Σ				1654,04		2677,33

$$F_s = \frac{\sum [Cl + (W_i \cos \alpha_i - ul) \tan \phi]}{\sum W_i \sin \alpha_i} = 1.62$$

2. Le coefficient de sécurité critique est déterminé à l'aide du logiciel GEO-STUDIO par la méthode de calcul à l'équilibre limite en utilisant une analyse de type Bishop.

- Stabilité du parement aval pour la retenue vide

Dans ce cas la ligne piézométrique dans le corps du barrage n'est pas prise en compte. Le calcul se fait directement avec le module SLOPE. Sur la figure de stabilité le cercle de glissement le plus défavorable est tracé en noir. Le coefficient de modèle FS_{\min} associé à ce mécanisme de rupture figure sur la grille. La stabilité du parement aval est assurée avec un coefficient de sécurité de 1,86 en aval (Figures 34).

- Stabilité du parement aval pour la retenue pleine

La stabilité du parement aval est assurée avec un coefficient de sécurité de 1,53 (figure35).

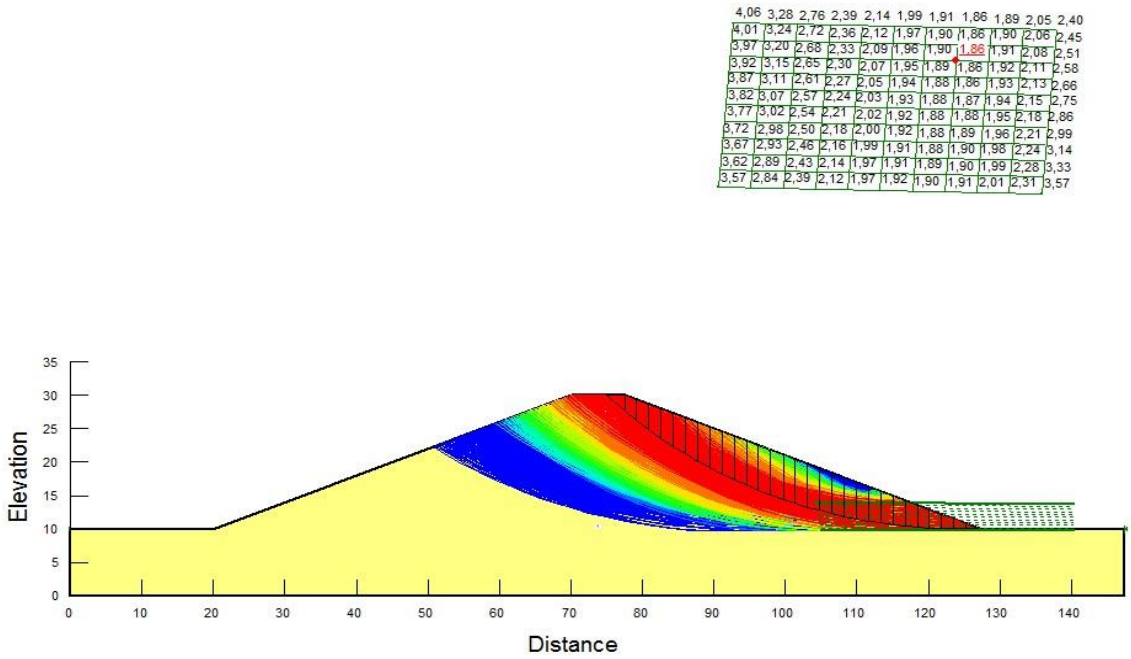


Figure 34 : Stabilité aval (retenue vide)

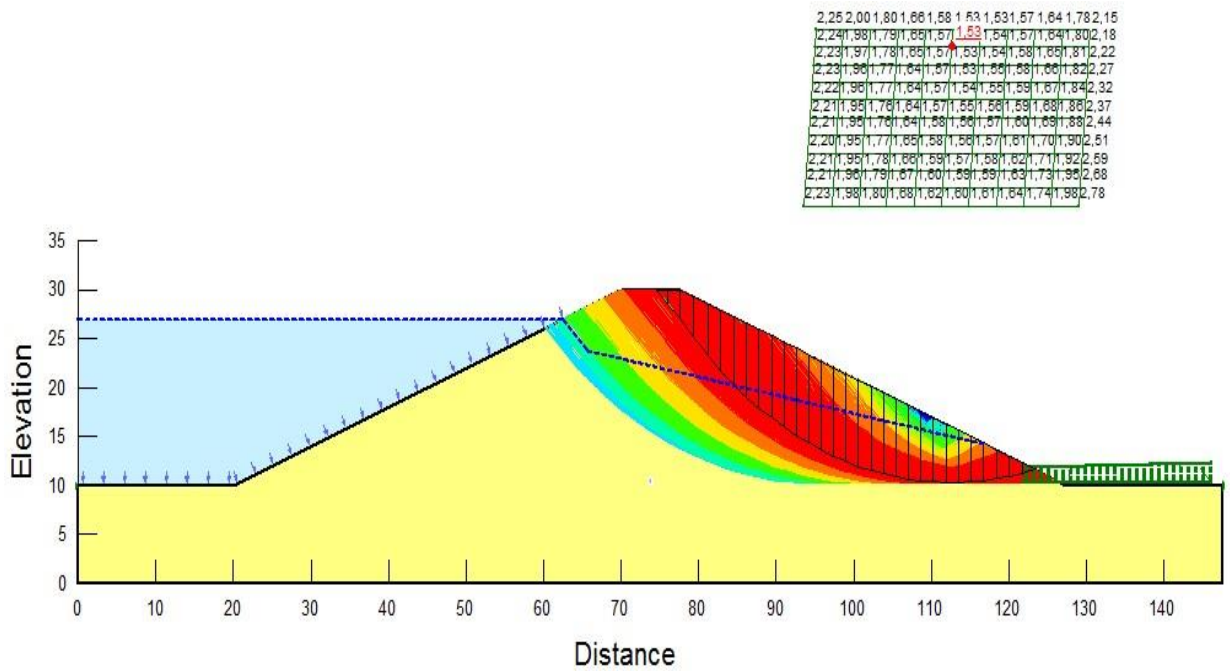


Figure 35: Stabilité aval (retenue pleine)

Le tableau 8 donne un exemple de résultats obtenues par chaque tranche par GEO-STUDIO

Tableau 6: Exemple de résultats de simulation obtenus pour une tranche

N° de tranche 13 - Bishop Méthode	
Facteur de sécurité	1,52
Angle Phi	30 °
C (Résistance)	8 kPa
Pression d'eau interstitielle	37,433 kPa
Force de l'eau interstitielle	20,578 kN
Pression d'air interstitiel	0 kPa
Force d'air interstitiel	0 kN
Angle Phi B	0 °
Largeur de la tranche	1,6741 m
Mi-hauteur	7,9391 m
Longueur de la base	1,8036 m
Angle de la base	-21,848 °
Mod. de résistance anisotrope	1
Lambda appliqué	0,38765
Poids (incl. sismique vert.)	81,019 kN
Force normale à la base	74,303 kN
Contrainte normale de base	135,16 kPa
Force de rés. de cisaillement de base	35,416 kN
Contrainte de cisaillement rés. de base	64,423 kPa
Force de cisaillement mobilisée de base	23,338 kN
Contrainte de cisaillement mobilisé de base	42,453 kPa
Force normale côté gauche	132,27 kN
Force de cisaillement côté gauche	49,615 kN
Force normale côté droit	138,25 kN
Force de cisaillement côté droit	52,984 kN
Force sismique horizontale	0 kN
Charge ponctuelle	0 kN
Charge de renforcement utilisée	0 kN
Charge de cisaillement de renforcement utilisée	0 kN
Surcharge	0 kN
Fermeture du polygone	0,0050967 kN
Coordonnée supérieure gauche	96,611273; 22,355491 m
Coordonnée supérieure droite	98,285333; 21,685867 m
Coordonnée inférieure gauche	96,611273; 14,417208 m
Coordonnée inférieure droite	98,285333; 13,746008 m

N° de tranche 13 - Morgenstern-Price Méthode	

Chapitre 4 Dispositifs de protection contre les effets de l'eau.

Sous la charge hydraulique créée par le réservoir, l'eau va tendre à s'infiltrer vers le potentiel inférieur à l'aval engendrant plusieurs problèmes comme l'entraînement des particules de sol, la diminution de la stabilité due aux pressions d'écoulement et les pertes d'eau. Le contrôle des infiltrations constitue donc un des principaux éléments de conception des barrages en remblais. Plusieurs approches sont à envisager et d'une manière combinée telles que :

- La protection au moyen de filtre pour se prémunir contre l'érosion interne dans le mur du barrage et dans la fondation;
- La réduction des infiltrations (débit et pression) par des éléments de conception tel l'allongement du chemin d'écoulement ;
- Dissipation des pressions d'eau de façon contrôlée au moyen de drains ou de puits de drainage.

4.1 Filtres

4.1.1 Rôles

Un filtre est un organe placé à l'aval du noyau pour se prémunir contre l'érosion interne, c.-à-d. il doit bloquer la migration des particules fines entraînées par le courant d'eau dans un massif.

4.1.2 Principe et constitution

Les filtres doivent être :

Filtrants : ils doivent retenir la partie fine des matériaux fins du massif.

Drainants : ils doivent être plus perméables que le massif argileux pour évacuer les débits et diminuer les pressions.

Ils sont constituées de sables et de graviers en couches successives de matériaux perméables de granulométrie de plus en plus fine assurant la transition entre le drain et les

éléments fin de terre drainés , chaque couche doit jouer le rôle de filtre vis avis de la couche précédente. Plus récemment, les filtres granulaires sont de plus en plus remplacés par des géotextiles très économiques et faciles à mettre en œuvre.

4.1.3 Loi des filtres

Pour être efficace les filtres doivent assurer plusieurs critères, les plus communément utilisés sont ceux établis par BERTRAM (Université de Harvard 1967), basés sur les conditions de TERZHAGHI, perfectionnés ensuite par les travaux du Corps d'Ingénieurs de l'Armée et le Bureau de Réclamations des Etats-Unis et enfin enrichis par les travaux de SHERARD (1984). Dans les équations (22 et 23) D désigne la taille des grains du matériau le plus grossier et d celle des plus fins.

Critère filtrant :

Ce critère assure que la partie grossière du matériau fin ne sera pas entraînée dans les interstices du filtre.

$$\frac{D_{15}(\text{filtre})}{d_{85}(\text{sol})} \leq 5 \quad \text{Eq.22}$$

D_{15} et d_{85} sont les diamètres correspondant respectivement à 15 % et 85% de pourcentage de tamisat cumulé.

Critère drainant

Le filtre doit en plus être suffisamment perméable pour évacuer le débit d'infiltration. Le critère utilisé pour que le contraste de perméabilité entre filtre et matériau fin soit suffisant est basé sur le rapport des diamètres D_{15} .

$$: \quad \frac{D_{15}(\text{filtre})}{d_{15}(\text{sol})} \geq 5 \quad \text{Eq. 23}$$

À partir des critères filtrant et drainant, la **Loi des filtres** peut donc s'énoncer simplement par :

$$5d_{15}(\text{sol}) \leq D_{15}(\text{filtre}) \leq 5 d_{85}(\text{sol}) \quad \text{Eq.24}$$

En outre, pour s'assurer de la stabilité interne du matériau filtrant ou drainant, on devra vérifier

La condition d'uniformité des filtres : $2 < \frac{D_{60}}{D_{10}} < 8$

Le parallélisme des courbes granulométrique : $5 < \frac{D_{50\text{filtre}}}{d_{50\text{sol}}} < 10$.

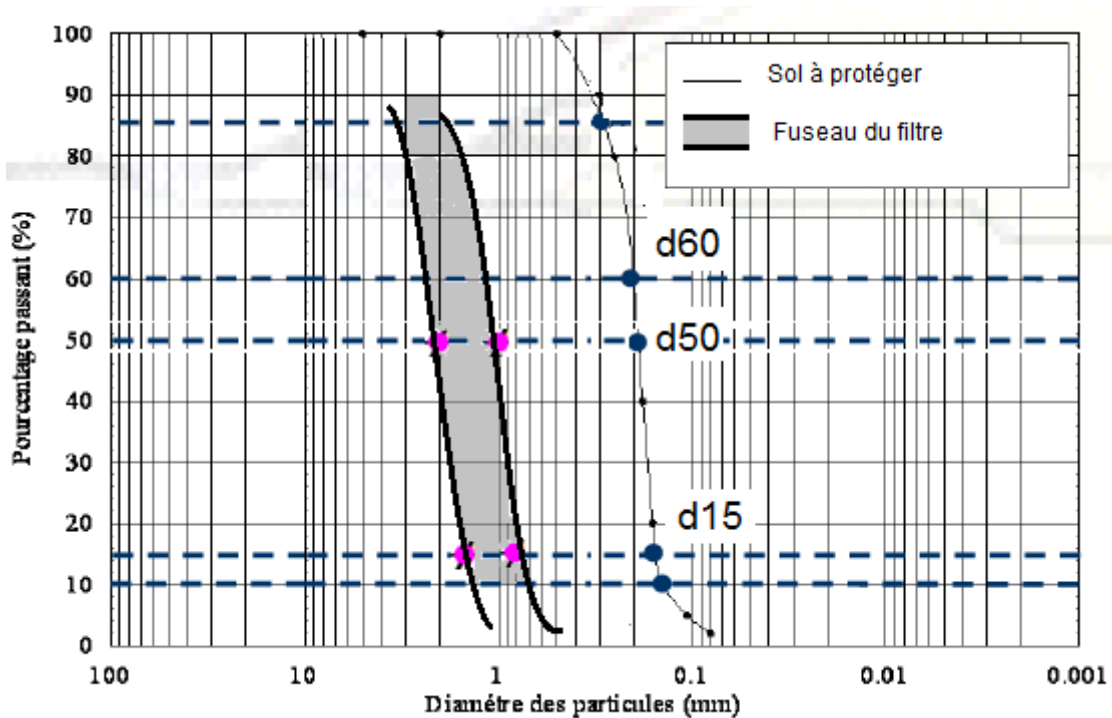


Figure 36: Exemple de fuseau granulométrique de filtre.

Ces règles permettent de déterminer un fuseau du filtre connaissant la granulométrie du sol à protéger contre la migration des grains (Figure 36). Généralement plusieurs couches de granulométrie croissante vers le drain sont nécessaires pour respecter les critères du filtre.

4.1.4 Epaisseur du filtre

L'épaisseur du filtre ne doit pas être inférieure à 25 cm pour tenir compte des tassements qui se produisent dans tout le remblai. Cette épaisseur doit être toujours supérieure ou égale à 50 D₁₅ (Rodríguez and La Rosa 2004).

Si la couche filtrante sert à drainer les eaux d'infiltration, sa capacité drainante doit être plus grande que le débit qui traverse le remblai et peut être vérifiée à l'aide de la loi de Darcy.

Les épaisseurs minimales recommandées pour les filtres sont:

- Couches horizontales de sables ----- 0,15 m
- Couches horizontales de graviers ----- 0,30 m
- Couches verticales ou inclinées ----- 1,00 m

4.1.5 Filtre en géotextiles

Les géotextiles peuvent aussi jouer un rôle de filtre à la place d'un filtre granulaire. Leur rôle est de maintenir les particules pour qu'elles ne soient pas mises en mouvement par l'écoulement venant de l'intérieur du massif tout en laissant la libre circulation de l'eau sur le long terme (Figure 37).

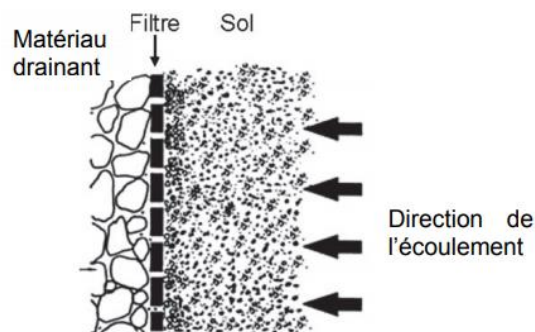


Figure 37: Fonctionnement de filtre géotextiles



Figure 38: Réalisation de filtres en géotextile protégeant un drain horizontal. (Photo Irstea - G2DR).

4.2 Drains

Pour améliorer les conditions de stabilité globale des barrages en terre, il est primordial de contrôler et de réduire les pressions interstitielles. Cela est réalisé en plaçant à l'intérieur du remblai des zones de forte perméabilité appelées drains.

4.2.1 Rôle

Un drain est un organe peu épais de forte perméabilité, apte à collecter les fuites et donc à réduire les pressions interstitielles.

4.2.2 Principe et Constitution

Les drains sont constitués de graviers perméables de granulométrie bien définie. Ils sont généralement fabriqués à partir d'alluvions ou d'engrènement de carrière.

- Capacité de décharge des drains

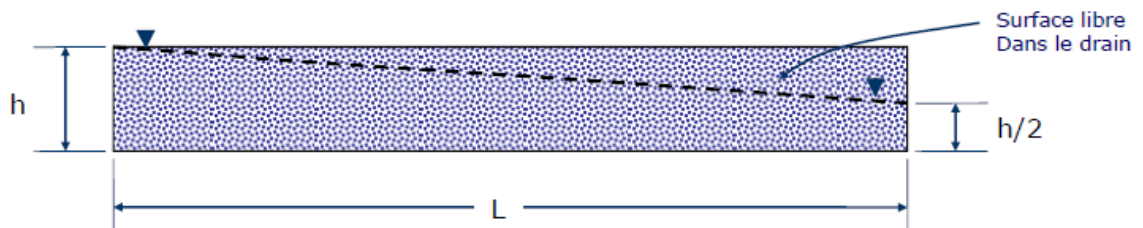
La perméabilité et les dimensions des drains doivent être suffisantes pour que la surface libre reste dans le drain.

Pour un drain horizontal de longueur L et d'épaisseur h , le gradient est égale à $\frac{h}{2L}$ et une section moyenne de $\frac{(h+h/2)}{2}$. La capacité de décharge est alors :

$$q = kiA = k \cdot \frac{h}{2L} \cdot \frac{3h}{4} = \frac{3kh^2}{8L}$$

Pour un drain quasi vertical, on suppose que le gradient est voisin de 1 et la capacité de décharge devient :

$$q = k i A = k A$$



Les dimensions des drains et des filtres sont souvent influencées par la facilité de mise en place (largeur des équipements) et les déformations anticipées (tassement de la fondation).

4.3 Protection des talus

Les talus des barrages en terre doivent être protégés des actions extérieures telles que l'érosion due aux ruissellements des eaux de pluie, l'effet de renard provoqué par le ressuyage des eaux de saturation du barrage et l'agression des vagues de la retenue du côté amont.

La protection est en général assurée en amont et en aval

4.3.1 En amont

- ✓ Le Rip-Rap : c'est une couche d'enrochements posés sur un filtre de transition (Figure39). La taille des blocs, qui dépend de la hauteur des vagues et de la pente du talus peut dépasser 1 m. Les éléments de l'enrochement doivent être tel que 50% des pierres aient un diamètre supérieur à 20cm et pas moins de 10 cm pour les éléments les plus petits



Figure 39: Protection amont en enrochements

- ✓ blocs artificiels en béton : Quand il n'existe pas d'enrochements disponibles, on peut constituer un assemblage de blocs artificiels en béton.

4.3.2 A l'aval

Un engazonnement : il doit être réalisé immédiatement après l'achèvement des travaux de réalisation en recouvrant le parement d'une couche de terre végétale de 5 à 10cm.

4.4 Disposition des drains et des filtres

En pratique, on place toujours un filtre entre le noyau et le drain 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 du filtre. 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.

4.4.1 Drains tapis

Le tapis drainant aval 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 (Figure 40). Lorsque la fondation n'est pas complètement imperméable le drain doit intercepter également les infiltrations à travers la fondation, il doit être protégé contre l'entraînement des éléments fins de la fondation par un filtre inversé (figure 41).

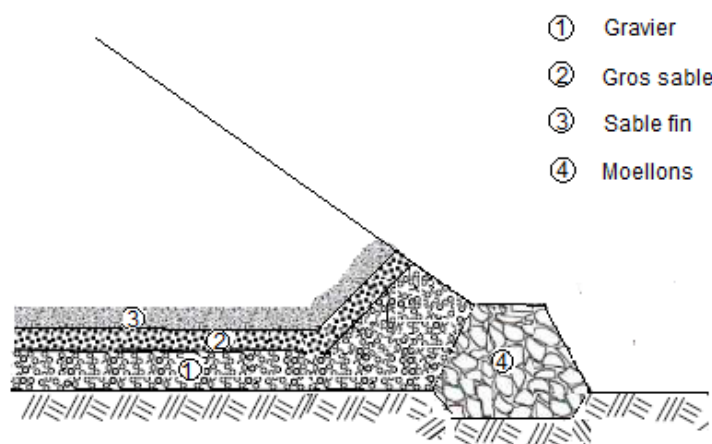


Figure 40: Disposition du drain et du filtre (fondation imperméable)

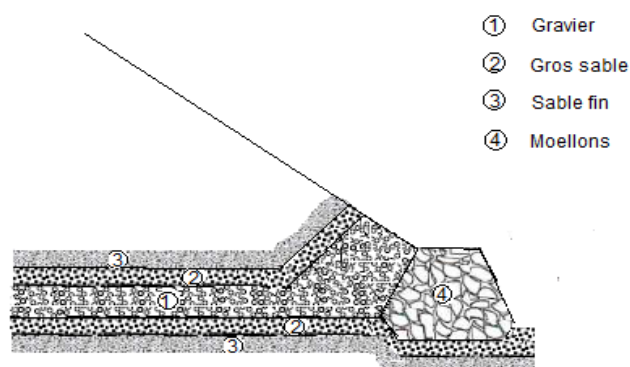


Figure 41: Disposition du drain et du filtre (fondation perméable)

4.4.2 Le drain cheminé

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. Il est mis en œuvre par déversement du matériau dans une tranchée de 1.5 à 2 m de profondeur recreusé dans le massif compacté au fur et à mesure de l'avancement des travaux de réalisation.

Le filtre est assuré par un tapis synthétique placé au fond de la tranchée le long de la paroi amont du drain et au dessus du drain. L'eau interceptée est évacuée soit par un réseau de tuyaux drains soit par un drain tapis (figure 42).

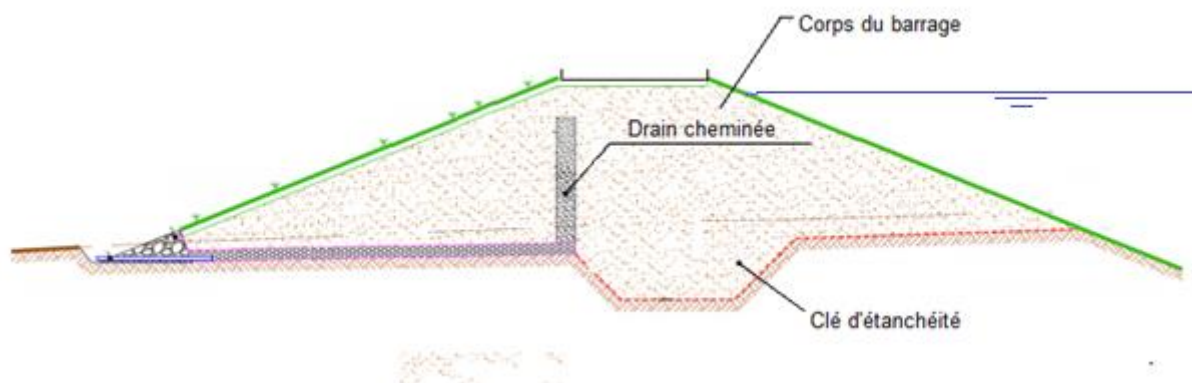


Figure 42: Drain vertical

4.4.3 Puits filtrants

Les puits filtrants sont des puits de décharge forés au pied aval du remblai et au dessous du drain tapis, ils sont nécessaires pour le drainage de la fondation et l'élimination des sous pressions. Les puits qui débouchent dans le drain tapis sont remblayés en matériaux filtrant analogue à ceux d'un drain vertical (Figure 43).

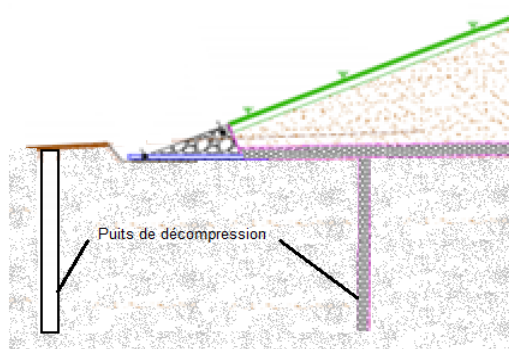


Figure 43: Puits filtrants

4.5 Application

Il a été proposé de placer le matériau de la zone A immédiatement adjacent au matériau de zone B dans un barrage en terre zoné. Les courbes granulométriques des zones A et B sont illustrées dans la figure 44. Evaluer la possibilité d'ajouter une zone de transition entre A et B en effectuant les calculs appropriés.

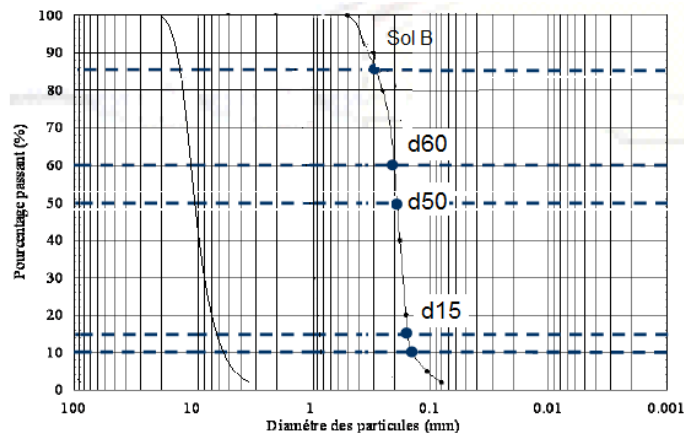


Figure 44: Courbe granulométriques des sols A et B

Solution

1- Vérifions le critère filtrant entre A et B:

$$D_{15}(\text{filtre}) \leq 5 d_{85}(\text{sol})$$

$$d_{85}(\text{sol B}) = 0.3 \text{ mm et } D_{15}(\text{sol A}) = 6 \text{ mm. } 6 > 5 \times 0.3 = 1.5 \text{ mm.}$$

Le critère n'étant pas vérifié, une zone de transition est nécessaire.

2- dimensionnement de la transition

Condition sur le d15 de la transition :

$$5.d_{15}(\text{sol B}) < d_{15}(\text{transition}) < 5.d_{85}(\text{sol B})$$

$$d_{85}(\text{sol B}) = 0.3 \text{ mm et } d_{15}(\text{sol B}) = 0.18 \text{ mm. } \mathbf{0.9 \text{ mm} < d_{15}(\text{transition}) < 1.5 \text{ mm}}$$

Condition sur le d50 de la transition

$$5.d_{50}(\text{sol B}) < d_{50}(\text{transition}) < 10.D_{50}(\text{sol B})$$

$$D_{50}(\text{sol B}) = 0.2 \text{ mm. } \mathbf{1 \text{ mm} < d_{50}(\text{transition}) < 2 \text{ mm}}$$

La condition à respecter entre le sol A et la transition est :

$$d_{50}(\text{transition}) < d_{50}(\text{sol A}) < 10.d_{50}(\text{transition}).$$

$$D'où \mathbf{5.d_{50}(\text{transition}) < 7 \text{ mm} < 10.d_{50}(\text{transition}), \text{ soit } \mathbf{1.1 \text{ mm} < d_{50}(\text{transition}) < 2.2 \text{ mm}}$$

On choisit une zone de transition intermédiaire de fuseau représenté dans la figure 45.

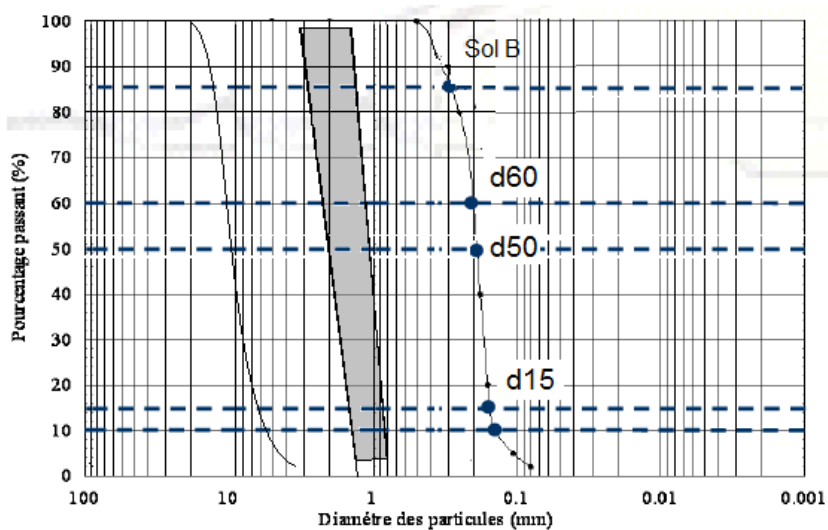


Figure 45: Fuseau granulométrique de la zone de transition

Références bibliographiques

Alonso E. (2008). Barrages en remblais. Cemagref.

Bertram, G. E. (1967). Experience with seepage control measures in earth and rockfill dams. In Transactions 9th congress on large dams. Istanbul (Vol. 3).

Bouزيد, T. (2010). Les barrages et la politique hydraulique en Algérie: état, diagnostic et perspectives d'un aménagement durable. These de doctorat, Université de Mentouri–Constantine.

Degoutte, G. and P. Royet (1999). Aide-mémoire de mécanique des sols, ENGREF.

Le Delliou, P. (2003). Les barrages: conception et maintenance. Presses Universitaires Lyon.

Mallet, C. and Pacquant, J. (1951). Les barrages en terre. Eyrolles, Paris

Millogo Founémé, A (2009). Ouvrages hydraulique. Polycopié de cours

PNUD/OPE, (1980). Ressources en eau dans les pays de l'Afrique du Nord , Guide méthodologique pour l'exécution des études et la construction des retenues collinaires.

Post, G., & Guerber, P. (1973). Conception du drainage dans les barrages en terre. La Houille Blanche, (5-6), 467-476.

Rodríguez, B. A. and S. La Rosa (2004). Manuel de conception et projets typiques des digues en terre.

Rolley, R., H. Kreitmann, J. Dunglas, A. Pierrejean and L. Rolland (1977). Technique des barrages en aménagement rural. Ministère de l'agriculture , Paris, France.

Schlosser, F. (1988). Eléments de mécanique des sols. Presse de l'école nationale des Ponts et Chaussées.

Schleiss, A. J. (2004). Barrages. Presse Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.

Schlosser, F. (1988). Eléments de mécanique des sols . Presse de l'école nationale des Ponts et Chaussées).

Sherard, J. L., Dunnigan, L. P., & Talbot, J. R. (1984). Filters for silts and clays. Journal of Geotechnical Engineering, 110(6), 701-718.

Sherard, J. L., & Dunnigan, L. P. (1985). Filters and leakage control in embankment dams. In Seepage and leakage from dams and impoundments (pp. 1-30). ASCE.

Varlet ,H. (1966). Barrages réservoirs. Barrages en terre et en enrochements. Tome 3. Eyrolles.Paris.