

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة جيلالي بونعامة خميس مليانة

Université Djilali Bounaama de khemis Miliana

كلية علوم الطبيعة و الحياة و علوم الأرض

Faculté des Sciences de la Nature et de la vie et science de la Terre



Polycopié de Cours

Ouvrages hydrauliques

Département : Département des Sciences Agronomiques

Cycle : L3 Sol et Eau

Présenté par :

RATIAT Abdelkader

Année Universitaire

2021-2022



Avant-propos

Ce polycopié est rédigé à l'attention des étudiants de la troisième année du premier cycle universitaire (licence en hydraulique). Il constitue un manuel de cours et d'exercices sur les ouvrages hydrauliques tels que les barrages et les retenues collinaires.

Ce polycopié est structuré en sept chapitres comme suit :

Dans le premier chapitre, nous avons donné des généralités sur les barrages avec des statistiques, rôles et rupture.

Le deuxième chapitre décrit les différents types des barrages qu'on peut les réaliser en fonction des conditions topographiques, géologiques, géotechniques, hydraulique ainsi que le choix type du profil.

Dans le chapitre trois, nous avons déterminé la hauteur du barrage ainsi que le dimensionnement du réservoir. Le quatrième chapitre traite le dimensionnement des composants du barrage avec la définition du gabarit.

Ensuite, dans le cinquième chapitre, on entame le dimensionnement sommaire des ouvrages annexes.

Le calcul de stabilité des barrages en terre est donné dans le sixième chapitre.

Enfin, dans le septième chapitre nous traiterons les techniques d'auscultations appliquées dans les barrages et les méthodes de confortements.

Nous trouverons en fin de ce manuscrit quelques exemples et leurs corrigés, et nous donnons également une liste de références bibliographiques.

Sommaire



Chapitre I : Les barrages : généralités, statistiques, rôles et rupture	04
Chapitre II : Les différents types des barrages et choix type du profil.....	11
Chapitre III : Détermination de la hauteur du barrage et dimensionnement du réservoir.....	19
Chapitre IV: Dimensionnement des composants du barrage et définition du gabarit....	24
Chapitre V : Dimensionnement sommaire des ouvrages annexes	30
Chapitre VI : Calcul de stabilité des barrages	40
Chapitre VII : Techniques d'auscultations et méthodes de confortements.....	49
Exemples et corrigés	56
Références bibliographiques	68



Chapitre I:

Les barrages : Généralités, statistiques, rôles et ruptures

I.1 Introduction

Un barrage n'est pas inerte. Il vit, travaille et vieillit en fonction des efforts auxquels il est soumis. Le risque majeur lié à la présence d'un barrage est la rupture, entraînant l'inondation de la vallée en aval. Il s'agit cependant d'une catastrophe exceptionnelle.

Qu'est-ce que le risque de rupture de barrage ?

Le phénomène de rupture de barrage correspond à une destruction partielle ou totale d'un barrage.

Les causes de rupture peuvent être diverses :

- **Techniques** : défaut de fonctionnement des vannes permettant l'évacuation des eaux, vices de conception, de construction ou de matériaux, vieillissement des installations (CFGB, 2012) ;
- **Naturelles** : séismes, crues exceptionnelles, glissements de terrain (soit de l'ouvrage lui-même, soit des terrains entourant la retenue et provoquant un déversement sur le barrage) ;
- **Humaines** : insuffisance des études préalables et du contrôle d'exécution, erreurs d'exploitation, de surveillance et d'entretien, malveillance.

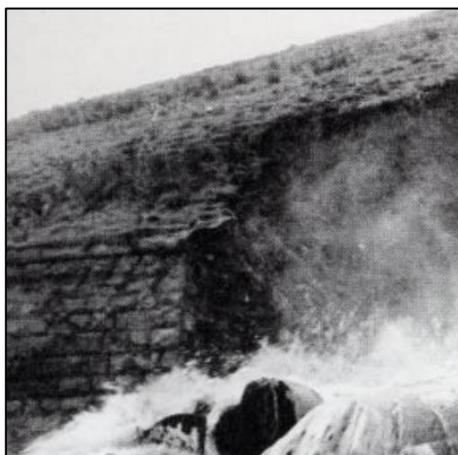


Fig .1 a) Warmwithens dam failure in 1970(Molyneux et al., 2013)

b) Vajont dam overtopping incident in Italy in 1963 (2600deaths)(Bosa & Petti, 2013)

Le phénomène de rupture de barrage dépend des caractéristiques propres du barrage. Ainsi, la rupture peut être :

- progressive dans le cas des barrages en remblais, par érosion régressive, suite à une submersion de l'ouvrage ou à une fuite à travers celui-ci (phénomène de " renard")(Ouandjeli, 2018) ; a titre d'exemple de la rupture du barrage de Teton en 1976 à cause de des dommages matériels entre 400 ou 450 millions dollars (Goubet, 1979).

- brutale dans le cas des barrages en béton, par renversement ou par glissement d'un ou plusieurs plots. Une rupture de barrage entraîne la formation d'une onde de submersion se traduisant par une élévation brutale du niveau de l'eau à l'aval. Le barrage de Malpasset en France, construit en 1952-1954. L'ouvrage a été ruiné lors de l'automne très pluvieux de 1959 causant plus de 400 morts (Duffaut, 2010).

I.2 La carte du risque

La carte du risque représente les zones menacées par l'onde de submersion qui résulterait d'une rupture totale de l'ouvrage.

Obligatoire pour les grands barrages, cette carte détermine, dès le projet de construction, quelles seront les caractéristiques de l'onde de submersion en tout point de la vallée : hauteur et vitesse de l'eau, délai de passage de l'onde, etc. Les enjeux et les points sensibles (hôpitaux, écoles, etc.) y figurent également.

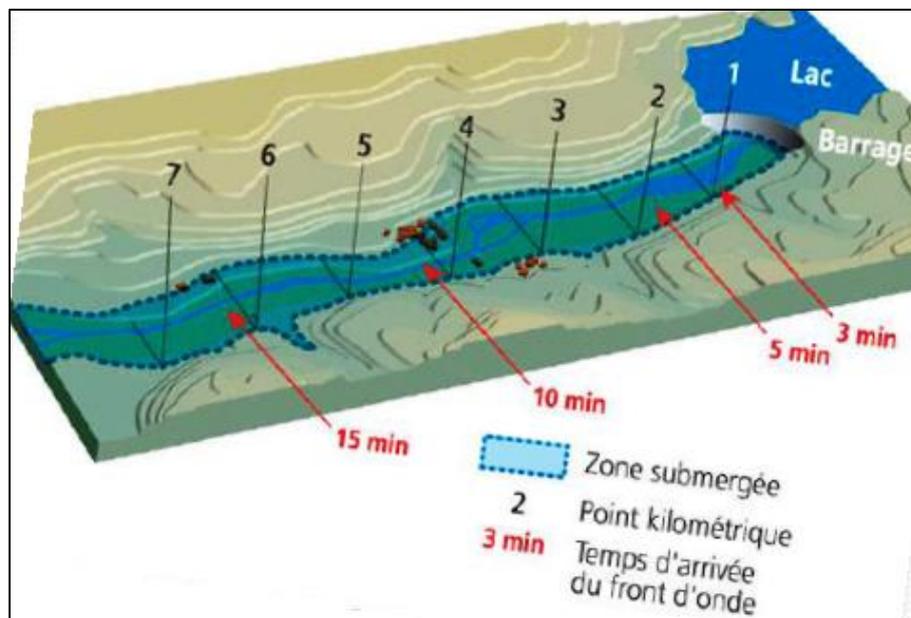


Fig.2Exemple de carte de risque (source : www.prevention-maif.fr/wp-content/uploads/risques-majeurs/Risque-barrages.pdf)

I.3 Le risque de rupture de barrage, cas de France et dans le monde

Le risque de rupture de barrage concerne tous les barrages intéressant la sécurité publique. En France, on en compte environ 400, dont 89 " grands barrages »

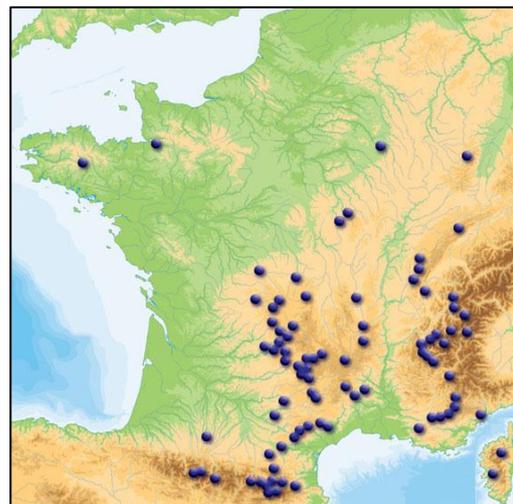


Fig.3 Carte des grands barrages en France

(Source : hmf.enseeiht.fr)

En France, les grands barrages sont les barrages de plus de vingt mètres de hauteur au-dessus du terrain naturel (point le plus bas) et de plus de quinze millions de mètres cubes de capacité de retenue. Entre 1959 et 1987, trente accidents de barrages ont été recensés dans le monde, faisant 18 000 victimes.

En France, deux accidents ont marqué les esprits.

- En 1895, à Bouzy (Vosges), la rupture, suite aux infiltrations d'eau, du corps du barrage poids (haut de 18 m) causa la mort de cent personnes.

- En 1959, le barrage de Malpasset (haut de 60 m), en amont de Fréjus (Var), céda après la rupture du terrain de fondation sur lequel s'appuyait la voûte, suite aux infiltrations d'eau. On dénombra 421 morts, 155 immeubles furent entièrement détruits, mille hectares de terres agricoles furent ravagés. Les dégâts ont été estimés à deux milliards de francs.

En Italie, la catastrophe de Vajont (Longarone), en 1963, a fait plus de deux mille morts à la suite d'un glissement de terrain dans la retenue (hauteur du barrage : 265 m).

En Algérie, le barrage poids en maçonnerie de Fergoug, Wilaya de Mascara, construit en 1865, est craqué en 1927, ou une brèche de 16 m d'hauteur et 200 m de largeur.



Fig.4 Desexemples de rupture des barrages

1.4 Les accidents les plus graves

Entre 1959 et 1987, 30 accidents de rupture de barrages ont été recensés dans le monde, faisant 18 000 victimes. Seuls les accidents ayant causé plus de 100 morts sont répertoriés dans le tableau ci-dessous.

Barrages	Pays	Date de rupture	Hauteur du barrage (m)	Volume de la retenue (hm ³)	Nombre de victimes
Panshet	Inde	1961	49	214	1 000
Sempor	Indonésie	1967	60	56	200
Barrage en remblai, rupture durant la construction					
Dale Dyke	Grande-Bretagne	1864	29	3,2	230
Barrage en remblai, rupture lors de la première mise en eau					
Iruhaike	Japon	1868	28	18	1 200
Mill River	États-Unis	1874	13	Inconnu	140
South Fork	États-Unis	1889	21	18	2 200
Walnut Grove	États-Unis	1890	33	11	129
Hyogiri	Corée du Sud	1961	15	0,2	139
Nanak Sagar	Inde	1967	16	210	100
Machu	Inde	1979	26	101	2 000
Gotvan	Iran	1980	22	Inconnu	200
Kantale	Sri Lanka	1986	27	135	127
Barrage poids, rupture lors de la première mise en eau					
Puentes	Espagne	1802	69	13	600
Saint Francis	États-Unis	1928	62	47	450
Barrage poids, rupture en service					
Fergoug I	Algérie	1881	33	30	200
Tigra	Inde	1917	25	124	1 000
Malpasset	France	1959	60	49	423
Khadakwasia	Inde	1961	33	137	1 000
Barrage à contreforts et voûtes multiples					
Gleno	Italie	1923	35	5	600
Vega de Terra	Espagne	1959	33	7,3	140

Source :(Kert, 2008)

En considérant l'ensemble des ruptures postérieures à 1800 dans le monde, quelle que soit la hauteur du barrage, on compte 144 ruptures de barrage dont :

- 71 sans victime
- 31 avec moins de 10 morts
- 17 avec 10 à 99 morts

- 25 avec 100 morts et plus.

I.5 Les enjeux

Les enjeux sont de trois ordres : humains, économiques et environnementaux. L'onde de submersion ainsi que l'inondation et les matériaux transportés, issus du barrage et de l'érosion intense de la vallée, peuvent occasionner des dommages considérables :

- ✓ Sur les hommes : noyade, ensevelissement, personnes blessées, isolées ou déplacées
- ✓ Sur les biens : destructions et détériorations aux habitations, aux entreprises, aux ouvrages (ponts, routes, etc.), au bétail, aux cultures ; paralysie des services publics, etc.
- ✓ Sur l'environnement : endommagement, destruction de la flore et de la faune, disparition du sol cultivable, pollutions diverses, dépôts de déchets, boues, débris, etc., voire accidents technologiques, dus à l'implantation d'industries dans la vallée (déchets toxiques, explosions par réaction avec l'eau, etc.).

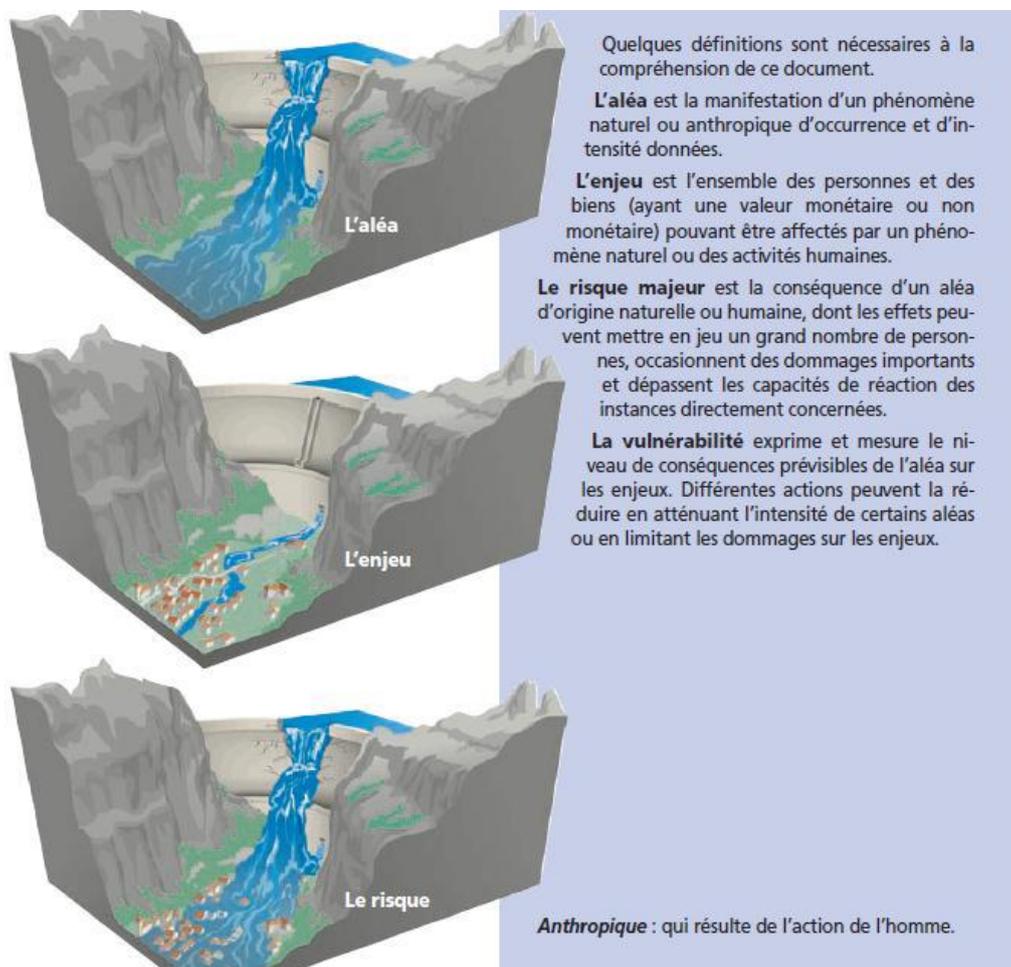


Fig.5L'aléa, l'enjeu et le risque

I.6 La gestion du risque de rupture de barrage

Dans ce contexte, on prend l'exemple de la France

I.6.1 La prévention

L'examen préventif des projets de barrages est réalisé par le service de l'État en charge de la police de l'eau et par le Comité technique permanent des barrages (CTPB). Le contrôle

concerne toutes les mesures de sûreté prises de la conception à la réalisation du projet. La surveillance constante du barrage s'effectue aussi bien pendant la période de mise en eau qu'au cours de la période d'exploitation. Elle s'appuie sur de fréquentes inspections visuelles et des mesures sur le barrage et ses appuis (mesures de déplacement, de fissuration, de tassement, de pression d'eau et de débit de fuite, etc.). Toutes les informations recueillies par la surveillance permettent une analyse et une synthèse rendant compte de l'état du barrage, ainsi que l'établissement, tout au long de son existence, d'un " diagnostic de santé " permanent. Si cela apparaît nécessaire, des travaux d'amélioration ou de confortement sont réalisés. Pendant toute la durée de vie de l'ouvrage, la surveillance et les travaux d'entretien incombent à l'exploitant du barrage. L'État assure le contrôle de cette surveillance, sous l'autorité des préfets, par l'intermédiaire des services chargés de la police de l'eau et des milieux aquatiques (DDE, DDAF, services spécialisés de la Navigation) et par l'intermédiaire des directions régionales de l'Industrie, de la Recherche et de l'Environnement (DRIRE) pour les barrages faisant l'objet de concessions hydroélectriques.

I.6.2 L'information préventive de la population :

Le droit à l'information générale sur les risques majeurs s'applique. Chaque citoyen doit prendre conscience de sa propre vulnérabilité face aux risques et pouvoir l'évaluer pour la minimiser. Pour cela il est primordial de se tenir informé sur la nature des risques qui nous menacent, ainsi que sur les consignes de comportement à adopter en cas d'événement (site du MEEDDM, prim.net, mairie, services de l'État).

I.6.3 alerte :

En cas d'événement majeur, la population est avertie au moyen du signal national d'alerte, complété par le signal d'alerte spécifique aux ouvrages hydrauliques émis par des sirènes pneumatiques de type " corne de brume ", installées par l'exploitant. Ce signal comporte un cycle d'une durée minimum de deux minutes, composé d'émissions sonores de deux secondes séparées par un intervalle de trois secondes.

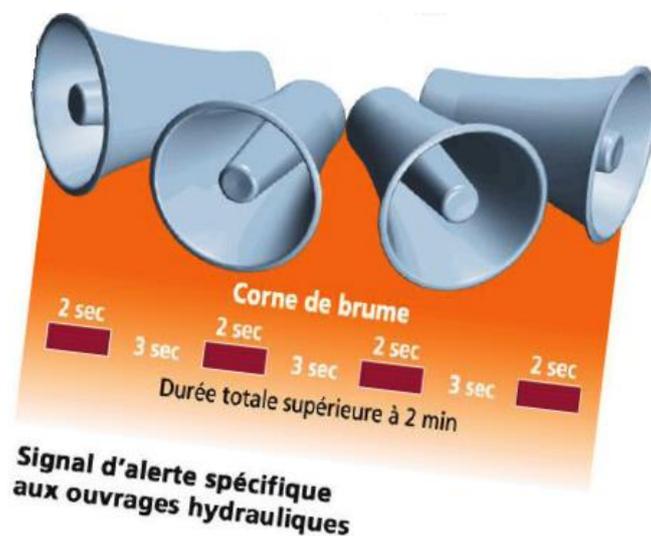


Fig.6 Sirène d'alerte

I.6.4 L'organisation des secours

Le maire peut élaborer sur sa commune un plan communal de sauvegarde. Si la situation le nécessite, le préfet peut mettre en œuvre le plan Orsec ou le plan particulier d'intervention (PPI). Ce dernier découpe la zone située en aval d'un barrage en trois zones : - La zone de sécurité immédiate (ou " zone du quart d'heure "), que la population doit évacuer dès l'alerte donnée, la submersion pouvant survenir dans un délai inférieur à quinze minutes - La zone d'alerte I, où la population

dispose de plus de quinze minutes pour son évacuation - La zone d'alerte II, où la submersion est moins importante.

I.7 Les consignes

Les consignes générales s'appliquent, à l'exception du confinement. La mise à l'abri se fait par l'évacuation ou en se réfugiant dans des bâtiments.

I.7.1 CONSIGNES SPÉCIFIQUES AVANT

- Connaître le système spécifique d'alerte pour la " zone du quart d'heure " : il s'agit d'une corne de brume émettant un signal intermittent pendant au moins 2 min, avec des émissions de 2 s séparées d'interruptions de 3 s.

-Connaître les points hauts sur lesquels se réfugier (collines, étages élevés des immeubles résistants), les moyens et itinéraires d'évacuation (voir le PPI).

I.7.2 PENDANT - Évacuer et gagner le plus rapidement possible les points hauts les plus proches cités dans le PPI ou, à défaut, les étages supérieurs d'un immeuble élevé et solide. - Ne pas prendre l'ascenseur. - Ne pas revenir sur ses pas.

I.7.3 APRÈS - Aérer et désinfecter les pièces. - Ne rétablir l'électricité que sur une installation sèche. - Chauffer dès que possible

I.8L'indemnisation

Les préjudices occasionnés par une rupture de barrage sont écartés du champ d'application de la garantie " catastrophes naturelles ". Ils sont couverts par les contrats d'assurance garantissant les dommages d'incendie ou les dommages aux biens ainsi que, le cas échéant, les dommages aux corps de véhicules terrestres à moteur. Cette garantie est étendue aux pertes d'exploitation, si elles sont couvertes par le contrat de l'assuré.

Chapitre II :

Les barrages : différents types et choix du profil type

II.1 Introduction :

Les barrages sont des ouvrages artificiels, conçus dans un objectif bien précis, mais certains ouvrages peuvent combiner plusieurs usages. Parmi ces fonctions, on trouve la régulation des cours d'eau (maintien d'un niveau minimum des eaux en période de sécheresse, barrage écrêter de crue), le stockage d'une réserve d'eau, utilisée pour alimenter un canal ou une ville, lutter contre les incendies ou irriguer les culture(270 millions d'hectares sont irrigués dans le monde), une prévention relative des catastrophes naturelles (crues, inondations) , par la création des lacs artificiels ou des réservoirs ,la production d'énergie électrique, plus de 2 100 TWh équivalant de 20% de la production totale, (80% la coré du sud), la plaisance ou encore la décantation et le stockage de déchets miniers.

II.2 Statistique des barrages

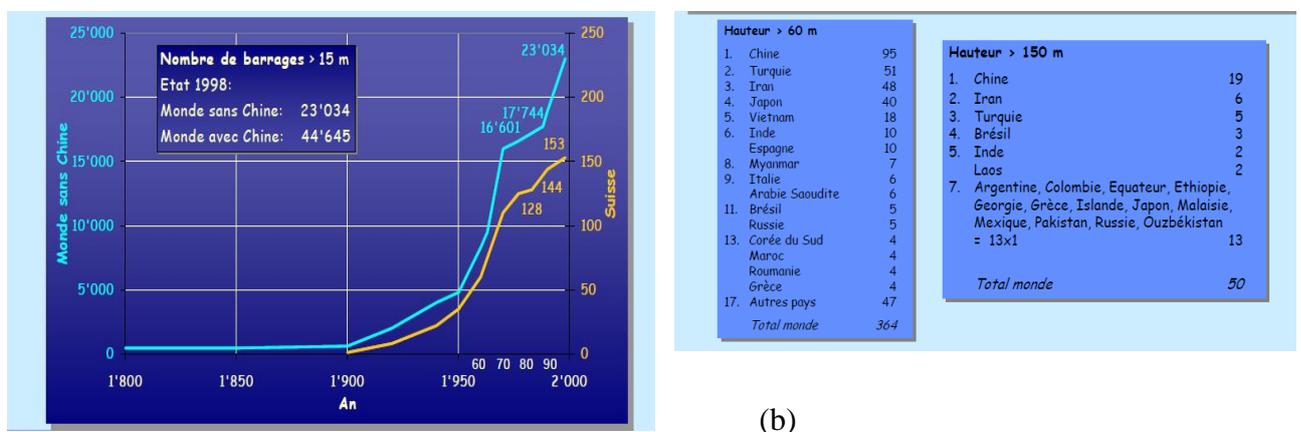


Fig.7 a) Nombre des barrages ; b) Nombre de barrages en construction (2006)

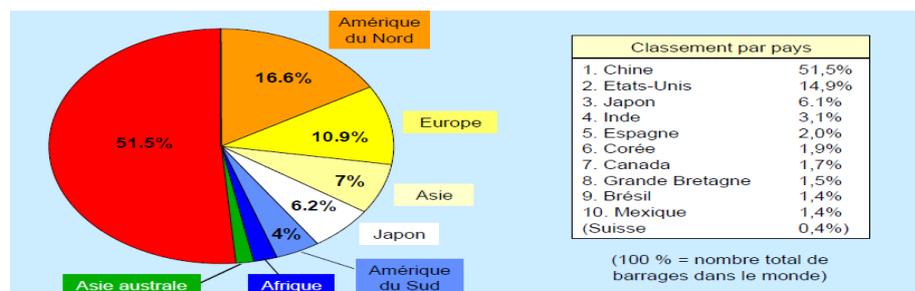


Fig.8 Répartition des barrages par continents et pays

II.3 Différents types des barrages

Chaque barrage est un cas particulier par ses dimensions, sa nature du terrain sur lequel il s'appuie, l'importance des débits dans la rivière, par sa conception générale et les matériaux qui le constituent, il peut généralement être classé en deux groupes :

- Les barrages rigides (en béton ou en maçonnerie)
- Les barrages souples (en remblai) : (terre ou enrochement)

II.3.1 Barrages en béton :

On peut classer les barrages en béton en 3 catégories selon leur résistance et stabilité, on distingue :

II.3.1.1 Les Barrages Poids : exemples barrage-poids massif, barrage-poids à joints évidés, barrage en béton compacté au rouleau (BCR)

- Stabilité provient du poids du barrage.
- Utilisés dans les vallées larges
- Forme fréquente: triangle allégé par des arcades ou des niches

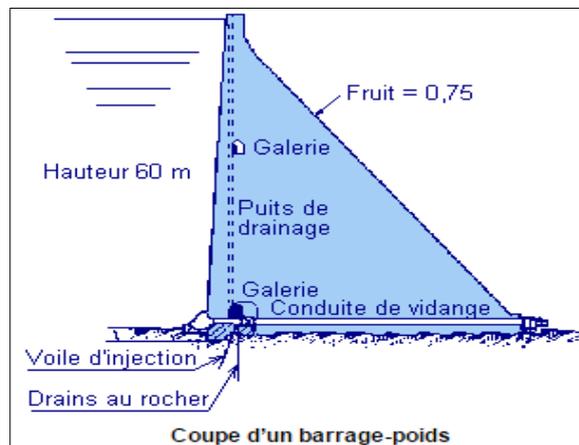


Fig.9 Coupe type du barrage poids

Avantages	Inconvénients
<p>Faibles contraintes dans le béton. Faibles contraintes transmises par la fondation au rocher. Les variations de températures ne produisent que de faibles variations de contraintes. L'évacuateur de crue peut facilement combiner avec le barrage (diriger les crues directement par dessous). Le gradient des sous-pressions à travers la fondation est faible.</p>	<p>Les sous-pressions sont importantes dans la fondation. Moyen risque de tassement. Le volume du béton est important (pour le barrage-poids évidé, il est plus faible). Le volume d'excavation de la fouille est important. Fragilité au séisme (si les joints entre les blocs ne sont pas faits par injections). L'échauffement du béton par la prise du ciment est assez problématique.</p>

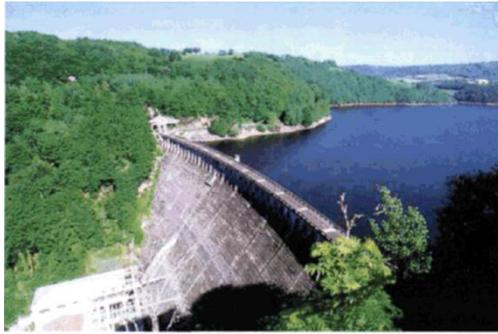


Fig.10Source : EDF Barrage de Sarrans, France **Fig.11**Source : ANBT, BarragekoudietAcherdoun, Algérie

II.3.1.2 Les Barrage à contreforts :

- Les contreforts redirigent l'effort sur la fondation rocheuse de la vallée
- Utilisés dans les vallées larges avec fondations rocheuses de bonne qualité

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> • 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. L'échauffement du béton est faible. • Les risques de tassements sont moyens. 	<ul style="list-style-type: none"> • Très susceptible au séisme. La résistance à l'accélération latérale est presque non-existante. • La fouille est importante. • Le gradient des sous-pressions au niveau de la fondation est localement très élevé.

Les contraintes dues au gradient de température peinent devenir importantes à la tête du contrefort.

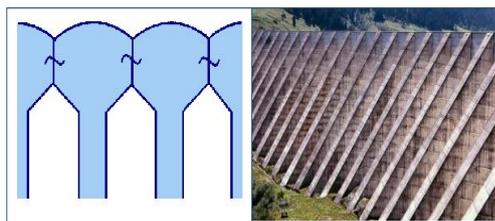
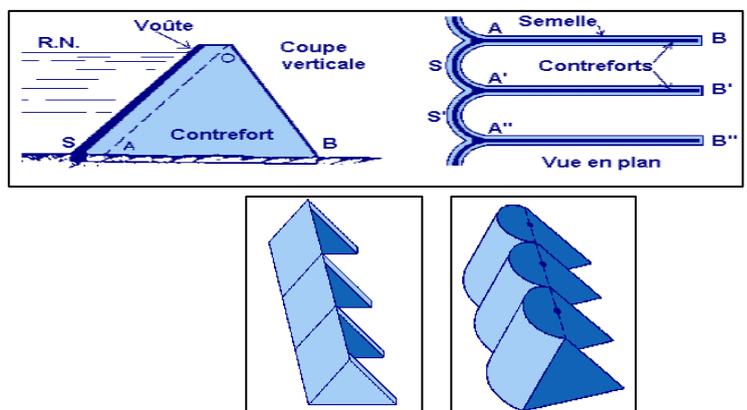
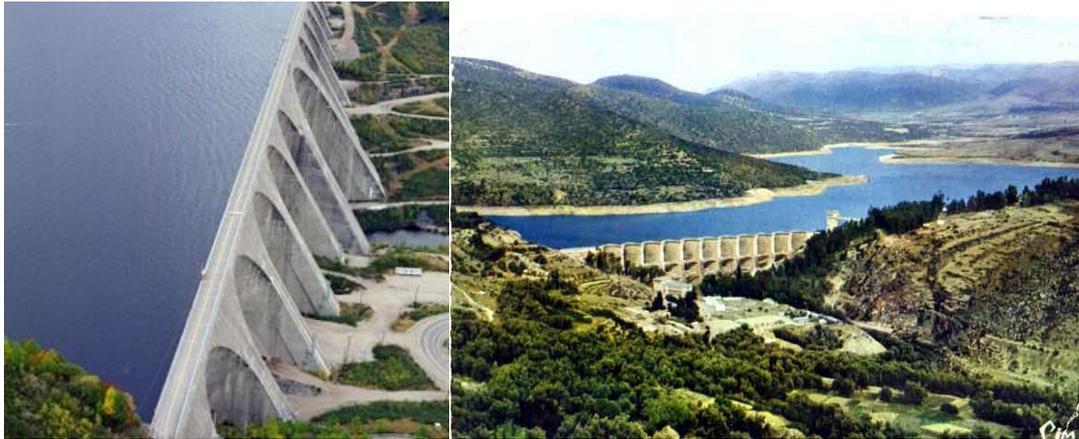


Fig.12Profil type du barrage à contrefort





a)

b)

Fig.13 a) Barrage Daniel -johnson, France ; b) Barrage Beni Behdel, Algérie

II.3.1.3 Les Barrage Voûtes :

- Efforts repris sur les flancs de la vallée
- Utilisés dans les vallées étroites
- Fondations rocheuses rigides

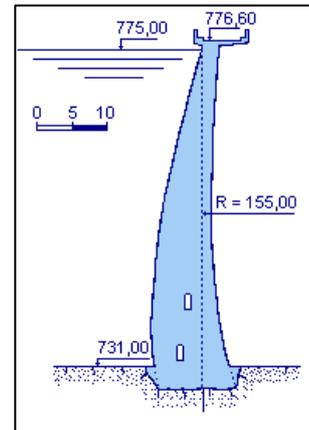
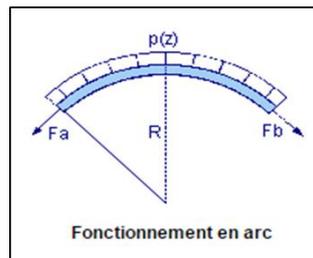
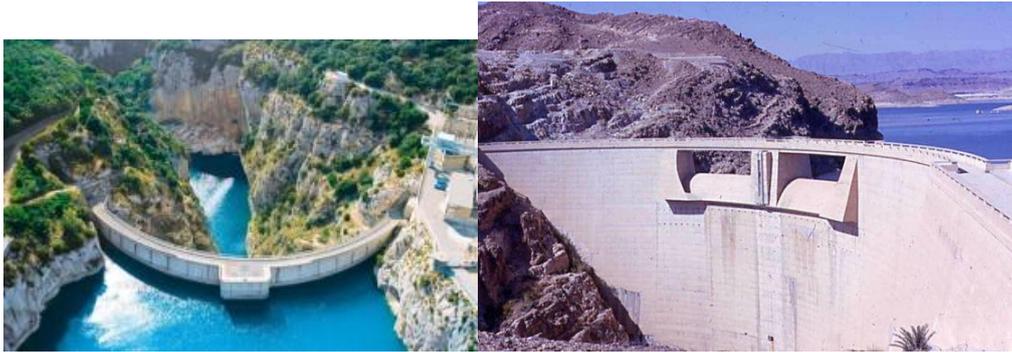


Fig.14 Profil type du barrage voûte

Avantages	inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> • 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. 	<ul style="list-style-type: none"> • Les contraintes sont importantes dans les voûtes. • Grand risque de tassements. Les contraintes de température peuvent être très grandes. • Très susceptible au séisme. • 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. <p>La structure est très vulnérable (attentats, guerre).</p>



a)

b)

fig.15 a) Barrage de Saint-croix, France ; b) Source : ANBT, Barrage Foug ElGherza,(Biskra) Algérie

II.3.2 Barrages en Remblai (Digues): On peut classer les barrages en Remblais en 2 catégories :

II.3.2.1 Barrages en terre :

II.3.2.1.1 Barrages en terre homogène :

- Constitués de matériaux meubles suffisamment imperméables mis en place par compactage.
- Adaptés aux sites ayant des fondations déformables.
- Ne supportent pas les variations rapides de l'eau.

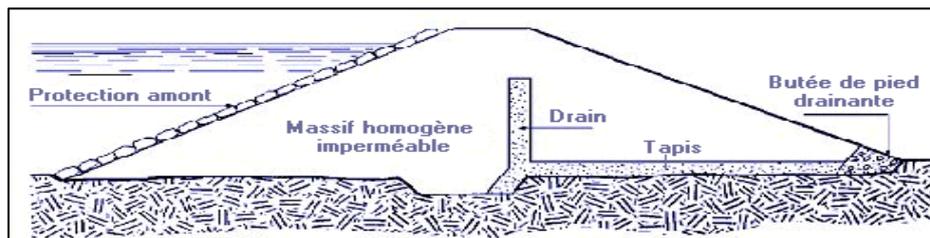


Fig. 16 Profil type du barrage en terre homogène

II.3.2.1.2 Barrage en terre zonée :

- Barrage en terre à noyau d'argile
- Barrage en terre à masque amont (béton ou bitume)
- Barrage en terre à membrane interne en béton bitumineux
- Constitués de plusieurs zones (matériaux différents).
- Construits en fonction des matériaux se trouvant sur le site.

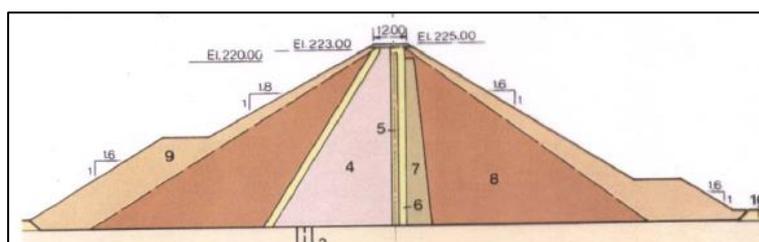


Fig. 17 Profil type du barrage en terre zoné

II.3.2.2 Barrage en remblais :

II.3.2.2.1 Barrage en enrochements à noyau d'argile :

- Constitués de plusieurs zones (matériaux différents).
- Construits en fonction des matériaux se trouvant sur le site.

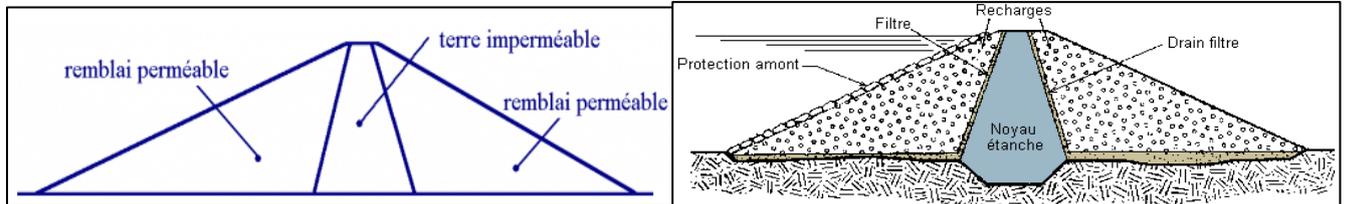


Fig.18 Profil type du barrage en remblai

II.3.2.2.2 Barrage en enrochements à masque amont (béton ou bitume)

- Remblai de matériaux recouvert en amont d'une couche imperméable.
- Le masque s'adapte bien aux déformations.

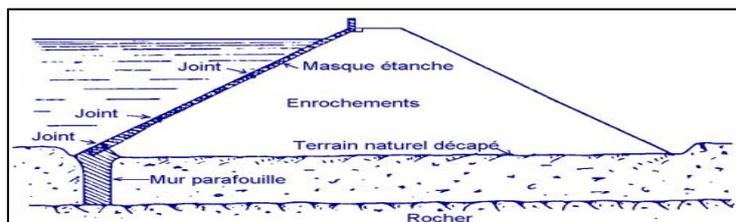


Fig.19 Profil type du barrage en enrochement à masque amont

II.3.2.2.3 Barrage en enrochements à écran interne d'étanchéité (membrane) en béton bitumineux

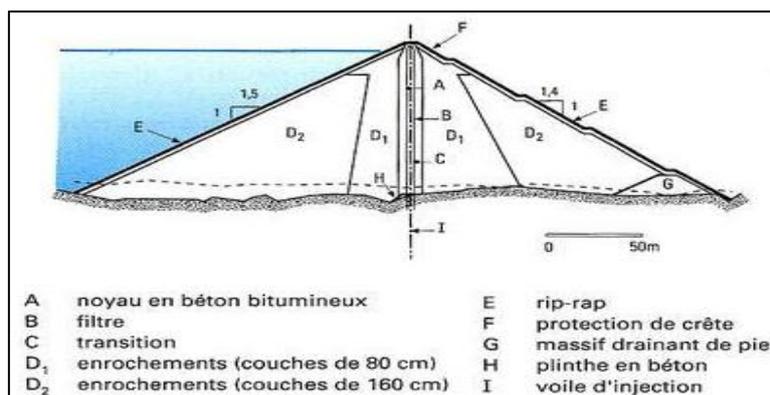


Fig.20 Profil type du barrage en enrochement à écran interne



Fig.21 Barrage de Harreza ; Barrage de sidi ben Taïba (Ain Defla)

Avantages barrage à enrochements à noyau	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> • Le corps du barrage est très flexible et adaptable aux conditions du terrain. • Peu susceptible aux tassements et aux séismes. • Petite à moyenne fouille. La digue n'est pas forcément fondée sur un rocher sain. • La compression du sol est faible. • Le gradient des sous-pressions au niveau de la fondation ou du noyau est faible. 	<ul style="list-style-type: none"> • Mise en place de grands volumes de matériaux. • Le remblai du noyau en argile est influencé par les conditions atmosphériques (climat pluie).

Avantages digue à Masque Amont béton ou bitume	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> • Le corps du barrage est très flexible et adaptable aux conditions du terrain. • Les tassements limités sont tolérables. • Pas très susceptible au séisme. Au-dessous du masque, un système de drainage performant est nécessaire à cause de la fissuration. • Le volume des déblais est moyen. • Le masque doit être connecté au rocher (directement ou par une parafouille). • La compression du sol est faible. 	<ul style="list-style-type: none"> • Mise en place de grands volumes de matériaux. • Le gradient est très élevé près de la connexion entre le masque et le rocher (plinthe).

II.4 Etude préalable

II.4.1 Choix du site de retenue

Le choix du site de retenue s'effectue à partir : des données hydrologiques (bassin versant de la retenue, pluviométrie, débits d'apport des cours d'eau, crues...) ;

- des données géologiques (constitution des massifs, perméabilité, état de fracturation, stabilité des massifs) ;
- des données topographiques (volumes des retenues en fonction du niveau des eaux.

II.4.2 Choix du site du barrage

Le choix de la position du barrage se fait essentiellement en fonction des données topographiques (fig.1.8). On recherche un verrou, c'est à dire un rétrécissement de vallée qui permettra de minimiser de volume de l'ouvrage. Souvent, on doit faire un compromis entre volume de la retenue (vallée large), l'altitude de la retenue et l'importance de l'ouvrage.

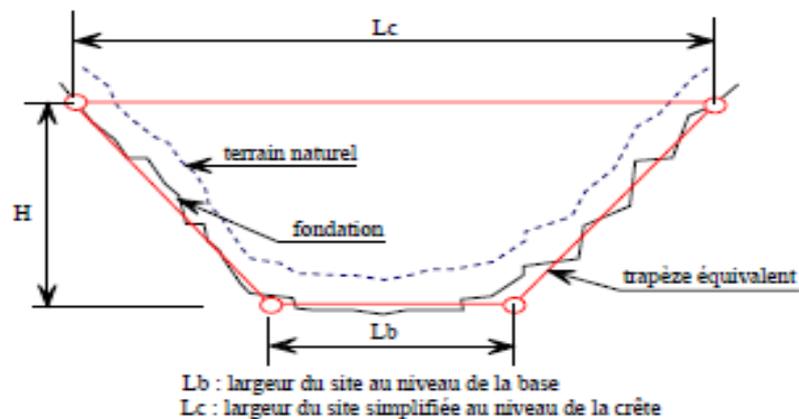


Fig.22 Géométrie simplifiée d'un site de barrage

II.4.3 Critère de choix du profil type:

Pour choisir une telle variante du barrage, nous avons l'obligation de vérifier les conditions d'économie et de sécurité voici les critères de choix du type de barrage :

- Forme de la vallée
- Risque sismique
- Géologie et géotechnique
- Matériaux de construction (Bécue et al., 1997)
- Conditions climatiques
- Crues à maîtriser

II.4.4 Choix définitifs

- La décision définitive est prise en prenant en compte, les bénéfices escomptés (production énergétique, protection des sites,...), les coûts (acquisitions, travaux...) et l'impact sur l'environnement (naturel et humain).

Chapitre III:

Les barrages : détermination de la hauteur du barrage et dimensionnement du réservoir

III.1 Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons attaquer le dimensionnement d'un barrage en remblai où, en commençant par la détermination de la hauteur de la digue et puis le dimensionnement du réservoir.

III.2 Détermination de la hauteur du barrage

III.2.1 Choix de l'axe de la digue :

Le choix de l'axe de la digue dépend de plusieurs facteurs :

- Créer une retenue précieuse ;
- Choisir une gorge étroite qui soit un rétrécissement de la vallée facilitant l'établissement économique de la digue ;
- Avoir un terrain d'assise et des rives favorables ;
- S'assurer de l'étanchéité de la digue et des fondations.

III.2.2 Choix de type de digue :

Le choix de type de la digue est aussi dépend de plusieurs facteurs dont les principaux sont

- La nature de la fondation et des rives ;
- La disponibilité des matériaux de construction à proximité du site ;
- Les caractéristiques des matériaux utilisés.

Les résultats de la reconnaissance géologique peuvent confirmer l'existence à proximité du site, le type de matériaux de recharge utilisé pour la construction du barrage (la zone d'emprunt).

III.2.3 Dimensionnement de la digue

Le profil général de la digue peut être représenté par la coupe type schématisée ci-dessous :

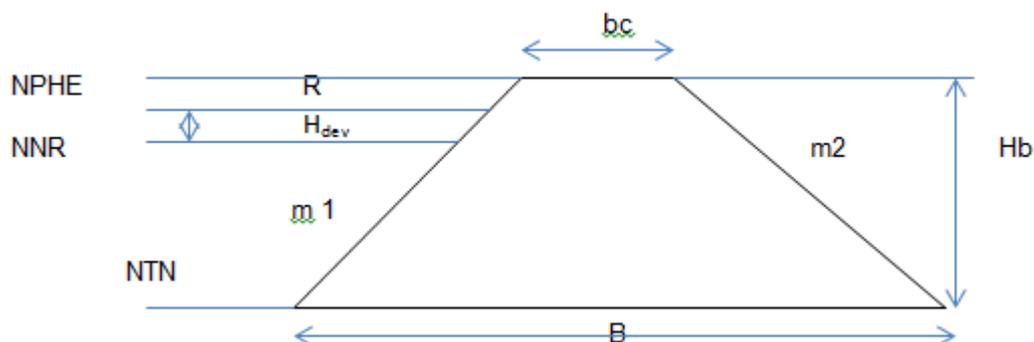


Fig.23 Schéma d'un profil type d'une digue

Sachant que NPHE : niveau des plus hautes eaux

H_b : hauteur du barrage

R : la revanche ou la hauteur de sécurité

b_c : la largeur en crête

B : la largeur à la base

m_1 ; m_2 : pentes des talus à l'amont et à l'aval respectivement.

III.2.4 Niveau des plus hautes eaux (NPHE)

On appelle niveau des plus hautes eaux, le niveau normal de la retenue majoré de la charge sur le déversoir ($H_{dév}$), déterminée selon l'étude du laminage.

$$NPHE = NNR + H_{dév}$$

Avec : NNR : niveau normal de la retenue

Pour mieux comprendre les étapes de calcul, nous prenons l'exemple de calcul suivant :

NNR=614 m

Hdév : la hauteur déversé d'eau ; Hdév =1.95 m

$$NPHE = 614 + 1.95 = 616m$$

III.2.5 La hauteur du barrage (H_b) :

La hauteur totale de la digue sera égale à la hauteur normale de la retenue des eaux majorées de la charge maximale au-dessus du seuil du déversoir et de la revanche, ainsi que le tassement du barrage après sa réalisation formulée comme suit :

$$HB = NNR + Hdév + R + t - NTN$$

Sachant que :

NTN : niveau du terrain naturel,

R : revanche ou la hauteur de sécurité

T : tassement égale à 0.1

III.2.5.1 Calcul de la revanche (hauteur de sécurité)

La revanche doit être prévue au-dessus du niveau des plus hautes eaux afin que les vagues qui pourraient se former ne submergent pas la digue. Elle constitue de plus une tranche de sécurité en cas de crue catastrophique.

La revanche peut être calculée à partir des formules :

- **Formule simplifié :**

$$R = 1 + 0.3\sqrt{F}$$

D'où F(fetch) est la distance entre le barrage et le point le plus éloigné du lac u barrage dans la direction du vent.

Pour notre exemple F=1.05 km

• **Formule empiriques :**

$$R = 0.75h_v + \frac{V^2}{2g}$$

Hv : hauteur des vagues (m)

V : vitesse des vagues (m/s)

$$V = 1.5 + 2h_v$$

g : accélération de la pesanteur ; g=9.81m/s²

Le calcul de la hauteur et la vitesse des vagues se fait selon les formules empiriques suivantes :

- **Formule de Stevenson :**

$$h_v = 0.75 + 0.34\sqrt{F} - 0.26\sqrt[4]{F}$$

- **Formule de Mallet et Paquant :**

$$h_v = 0.5 + \frac{1}{3}\sqrt{F}$$

-**Formule de Molitor :**

$$h_v = 0.75 + 0.032\sqrt{Fu} - 0.27\sqrt[4]{F}$$

F=1.05 km

u (vitesse du vent)=60 km/h

- **Formule d'Andréanoff**

$$h_v = 0.02084 \frac{5}{4} F^{\frac{1}{3}}$$

- **Formule de Solovieff :**

$$h_v = 0.073u$$

Tableau récapitulatif

Formules	Stevenson	Mallet et Paquant	Molitor	Andréanoff	Solovieff
Hv (m)	0.84	0.84	0.8	0.12	1.8

Nous prenons hv= 0.84 m avec V : vitesse des vagues (m/s) V=3.16 (m/s)

Conclusion

Formules	Simplifier	Empiriques
R (m)	1.31	1.15

Nous constatons que $R=1.15$ m est la valeur minimale qu'on peut considérer dans le dimensionnement de notre digue, mais pour des raisons pratiques on adopte $R=1.55$ m

D'où la hauteur du barrage :

$$HB = NNR + Hdév + R + t - NTN$$

Avec $NTN = 598$ m ; $NNR=614$ m ; $h_{dév}=1.95$ m ; $R=1.55$ m

D'où la hauteur du barrage est $H_b=19.5$ m

III.3 Dimensionnement du réservoir

Pour dimensionner le réservoir, nous sommes dans l'obligation de calculer le volume mort (V_m)

Le volume mort est volume constant qui ne participe pas à la régularisation des débits (Touaibia, 2004).

III.3.1 Calcul du volume mort :

Il existe plusieurs méthodes pour déterminer le volume mort dans un barrage à savoir :

III.3.1.1 Méthode liée à l'érosion spécifique :

$$V_m = \frac{T_s * T * S}{\gamma_s}$$

T : la durée de vie du barrage (20 ans) pour notre cas

γ_s : poids spécifique des sédiments (1.6 t/m³)

S : surface du bassin versant =60 km²

$$V_m = 1.950 \text{ Mm}^3$$

III.3.1.2 Formule de Tixeront

$$V_m = (1.05 \div 1.10) \frac{Q_s T}{\delta_s}$$

Q_s : débit solide (t/an)

δ_s : poids spécifique de la vase humide ($\delta_s = 1.6$ t/m³)

$Q_s = T_s * S$; $Q_s = 156042.6$ t/an

T : 20ans

$$V_m = 2.087 \text{ Mm}^3$$

Nous prenons $V_m = 1.950$ Mm³ d'où ce volume va correspond un niveau NVM=612 MNGA

III.3.2 Calcul du volume utile

Pour avoir calculé le volume utile, nous devons passer par la régularisation des débits.

III.3.2.1 régularisation

Le but de la régularisation est de déterminer la capacité optimum de la retenue du barrage qui permet de rendre réguliers les débits d'oued afin de satisfaire les besoins en eau d'irrigation avec le moindre risque de la défaillance possible.

Il existe deux types de régularisations : saisonnière et interannuelle

Si l'apport est supérieur à la demande alors la régularisation est saisonnière.

- Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes $V_{NNR} = V_u + V_M$
- Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes (évaporation et infiltration)
Pour notre cas $V_{NNR} = 4.012 \text{ Mm}^3$

Nous pouvons tirer à partir des courbes (hauteur, volume, surface), les volumes et les surfaces qui correspondent n'importe quel point.

III.3.2.2 Courbe de remplissage du réservoir (capacité-hauteur)

C'est une courbe très importante dans la mesure où elle représente correctement la topographie du site. Cette courbe possède deux limites :

- D'une part, la limite supérieure constituée par la cote de retenue normale NNR
- D'autre part, la limite inférieure : limite d'utilisation de la réserve (cote de vidange de fond par exemple)

Nous remarquons qu'une variation de hauteur Δh entraîne une variation de volume Δv , telle que :

$$\Delta V = S * \Delta h \text{ Où } S, \text{ aire de plan d'eau à la cote } h.$$

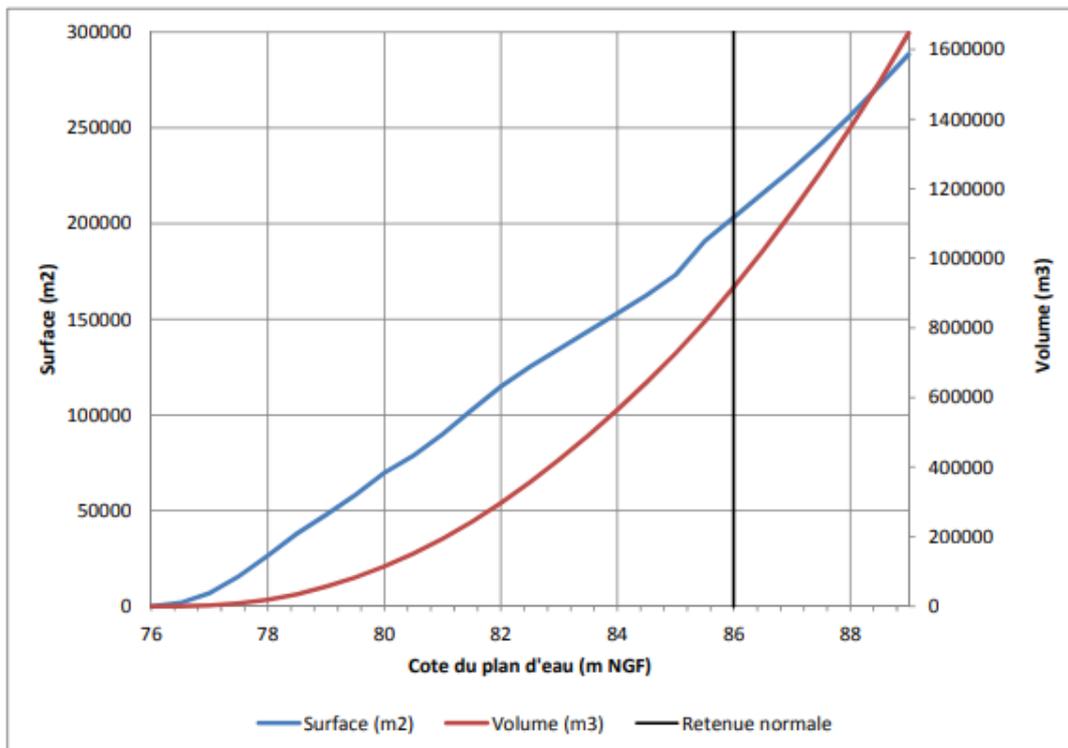


Fig.24 Courbes caractéristiques de la retenue

Chapitre IV:

Les barrages : Dimensionnement des composants du barrage et définition du gabarit

IV.1 Introduction :

Le présent chapitre explique les étapes à suivre pour dimensionner les composantes et définir le gabarit dont nous allons commencer par la crête.

IV.2 La largeur de crête

Pour cela on utilise des formules, les plus appliquées parmi elles sont :

a) T.T.KNAPPEN :

$$b = 1.65\sqrt{Hb}$$

b) E.F.PREECE

$$b = 1.10\sqrt{Hb} + 1$$

En étant :

b la largeur de la crête et **Hb** la hauteur du barrage.

Pour les digues dont les hauteurs sont inférieures à 10 m, la largeur de la crête ne doit pas être inférieure à 3m. 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 6m.

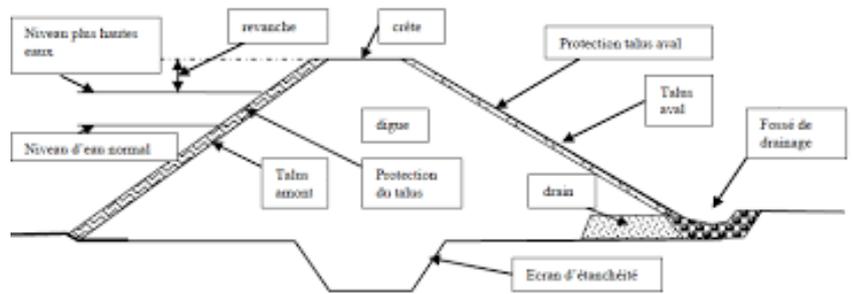
IV.3 Les fruits des talus

Les valeurs indicatives de pentes des talus sont récapitulées dans le tableau ci-après :

Hb (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 forte % d'argile	2.5	2.5
	- A zones	2	2.5
$10 < H < 20$	- Homogène	2.5	2.5
	- Homogène à fort % d'argile	3	2.5
	- A zones	3	3
$H \geq 20$	- Homogène	3	2.5
	- A zones	3	3

Source : (Belokonev, 1981)

IV.4 Les bermes



IV.4.1 Talus amont :

Elle permet d'effectuer les contrôles, les réparations et augmenter la stabilité du talus. La largeur de berme est de 3m à 15m on a une berme.

IV.4.2 Talus aval

Elle sert à l'évacuation des eaux de ruissellement.

IV.4.3 Dispositif de protection contre les effets de l'eau et description générale des variantes de protection :

Les talus d'un barrage sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux des pluies, aux renards provoqués par le ressuage des eaux de saturation du barrage.

IV.4.3.1 Talus aval :

Sera protégé contre l'érosion par un enrochement qui doit être réalisé immédiatement après l'achèvement des travaux de terrassement, en ayant soin de recouvrir le parement d'une couche de terre végétale de 5-10cm

IV.4.3.2 Talus amont :

Sera protégé par un parement en Rip-rap d'enrochement en fonction de h_v (hauteur des vagues) et leur vitesse de propagation V par la méthode « T.V.A ». Le but de Rip-Rap est d'empêcher l'érosion et les dégâts pouvant résulter l'action des vagues.

IV.4.3.2.1 Méthode de « T.V.A » (Tennessee- Valley-Authority)

$$e = c.v^2$$

e : épaisseur de l'enrochement en [m]

v : vitesse de propagation des vagues [m/s]

C : coefficient en fonction de la pente du talus et le poids spécifique θ des matériaux d'enrochement.

Pente des talus	C		
	$\theta = 2.50$	$\theta = 2.65$	$\theta = 2.80$
1/4	0.027	0.024	0.022
1/3	0.028	0.025	0.023
1/2	0.031	0.028	0.026
1/1.5	0.036	0.032	0.030
1/1	0.047	0.041	0.038

D'autres auteurs disent que les valeurs du coefficient C peuvent être utilisées de la manière suivante :

- Pour les digues homogènes : $C=0.024$

- Pour les digues zonées, $C=0.025$

IV.5 Organes d'étanchéité

IV.5.1 La clé d'encrage

On prend généralement $h=3m$ et $b= 3-4m$

IV.5.2 Le drain vertical

Epaisseur du drain

$H\sqrt[3]{V}$	< 30	$30 \div 100$	$100 \div 300$	$300 \div 700$	$700 \div 1500$
Epaisseur	0.50	0.8	1.00	1.20	1.50

(Source : [CFGB](#))

H : hauteur du barrage ; v : volume du barrage

Exemple :

$H_b=20.50$ m ; $V=4.012$ HM3 Donc $e=1.50$

IV.5.3 Le filtre

Pour éviter le phénomène de renard hydraulique, il est indispensable de mettre le filtre entre les sols de granulométrie différente

Les conditions

- 1- Il doit posséder une perméabilité très élevés que les matériaux à protéger
- 2- Il doit être suffisamment très fin pour éviter le renard.
- 3- Le filtre ne doit pas être ni colmaté ni dégradé
- 4- Il ne doit pas posséder plus de 5% de particules plus petites que le tamis 200 (0.074 mm) et ces derniers ne doivent pas être en plastique

Pour éviter la dégradation du filtre, nous acceptons les particules de 5 cm (2 pouces) comme taille maximale.

Tout venant peut être utilisé comme matériaux pour le filtre dans les retenues collinaires.

IV.5.4 Critère de conception

$$\frac{D_{15}(\text{filtre})}{d_{85}(\text{sol})} \leq 4 \div 5 \quad \text{Condition de l'entraînement de particules fins par le phénomène de renard}$$

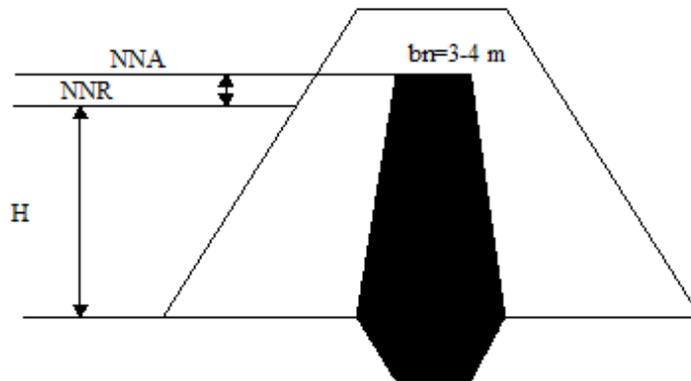
$$\frac{D_{15}(\text{filtre})}{d_{15}(\text{sol})} > 4 \div 5 \quad \text{Condition de perméabilité}$$

$$\frac{D_{50}(\text{filtre})}{d_{50}(\text{sol})} < 25 \quad \text{Parallélisme des courbes granulométriques}$$

$$\frac{D_{60}(\text{filtre})}{D_{10}(\text{filtre})} \leq 20 \text{ Coefficient d'uniformité du filtre}$$

IV.5.5 Le noyau argileux

La hauteur de noyau est déterminée par l'expression suivante : $h_n = NNR + 0.5$



Le gradient hydraulique

$$I = \frac{\Delta H}{\delta m} \leq I_{adm}$$

I_{adm} : gradient hydraulique ammissible 1.5-1.80

▲ h : charge hydraulique dans le noyau

δm : largeur moyenne de noyau

IV.5.5.1 La hauteur du noyau

$$H_n = H_b - 1$$

Largeur de la base du noyau L_{base}

$$L_{base} = 2mh_n + b$$

Cette largeur doit remplir la condition suivante :

$$L_{base} \succ \frac{\Delta H}{I_{adm}}$$

IV.5.6 Tapis drainant sous le talus aval

Longueur $L_d = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{4}\right)L_b$

L_b : largeur transversale du barrage ; l'épaisseur $e_t=0.5m$

Prisme de drainage

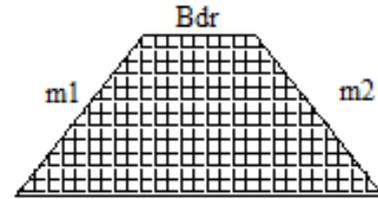
$$m_1 = (1.25-1.75)$$

$$m_2 = (1.75-2.5)$$

$$H_{dr} = (0.15-0.2)H_b$$

Largeur au sommet :

$$B_{dr} = (1/3-1/4)Hd$$



IV.6 La ligne de saturation

Ce premier calcul est effectué dans la digue seule, il doit permettre de trouver la ligne de saturation dans le barrage, à partir de cette ligne, nous serons alors en mesure de refaire des calculs de stabilité dans le cas « barrage en eau ».

Il n'y a aucun système de drainage et pas de système d'étanchéité. Les fondations sont imperméables

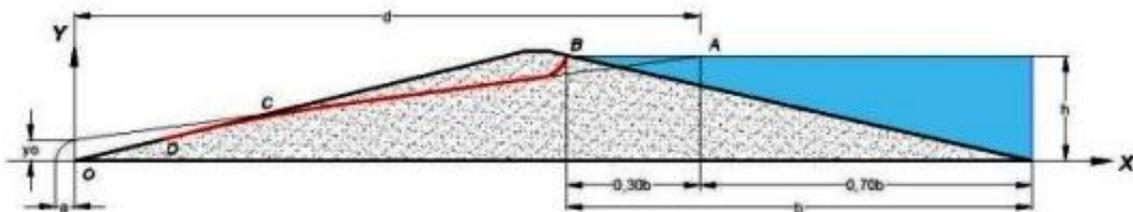


Fig.25 Ligne de saturation pour une digue homogène

a : représente la distance entre l'origine de la parabole et son foyer.

IV.6.1 Méthode de kozeny

Le gros avantage de la méthode de kozeny, c'est qu'elle permet de trouver les trois (03) paramètres que nous avons cités « la ligne de saturation, la pression interstitielles et le débit de fuite » sans être réellement obligé de connaître la répartition de toutes les lignes de courant, il est juste important de respecter quelques règles de distribution des lignes :

1. Le parement amont est une équipotentielle
2. La ligne de saturation est une ligne de courant
3. La fondation est une ligne de courant (cas de fondation imperméable)
4. La pression hydraulique étant nulle sur la courbe de saturation, le potentiel en un point de cette ligne est dû uniquement à la cote de ce point.
5. Les équipotentielles sont perpendiculaire aux ligne de courant

Kozeny a montré que dans un barrage en terre homogène non drainé, la ligne de saturation peut assimilée dans sa partie médiane à une parabole d'axe horizontale dont le foyer O est situé au pied du parement aval du barrage.

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0$$

Avec
$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$$

Pour déterminer D, on suit toujours trois étapes :

1. Trouver l'angle du talus

Le fruit du parement aval vaut 0.5H/1V donc $\text{tg}\alpha = 1/0.5$ d'où $\alpha=60^\circ$

2. Calculer la distance OD

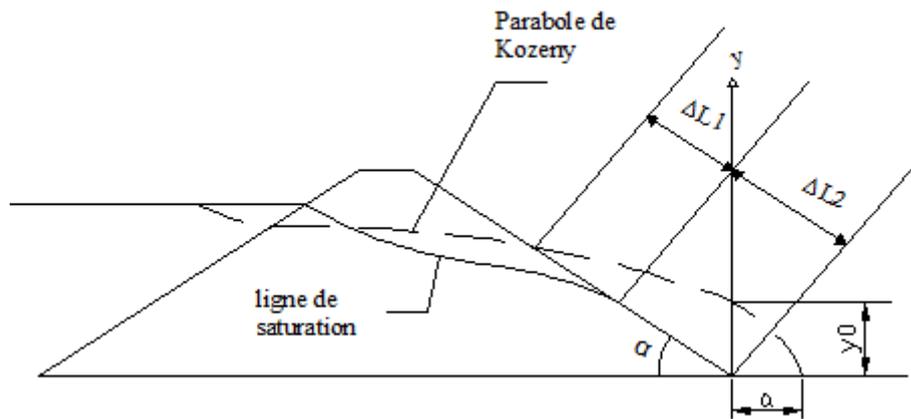
$$OD = \sqrt{h^2 + d^2} - \sqrt{d^2 - h^2 \cot^2 60} = 36.2m$$

3. Projeter OD sur l'axe des X

$$OD_x = OD \cos \alpha = 36.2 \cos 60 = 18.1m$$

D (18.1, 36.2)

Il existe deux autres méthodes pour déterminer ΔL_1 et ΔL_2



Méthode 1

$$\Delta L_2 = \frac{2}{3}(\Delta L_1 + \Delta L_2) \quad \text{Et} \quad \frac{\Delta L_1}{\Delta L_2} = \frac{3}{8} \cos \frac{\alpha}{2}$$

Méthode 2 : de Casagrande

$$a = \frac{\Delta L_1}{\Delta L_1 + \Delta L_2}$$

Si $\alpha < 30$

$$\Delta L_2 = \sqrt{h^2 + d^2} - \sqrt{d^2 - h^2 \cot^2 \alpha}$$

Si $30 \leq \alpha \leq 180$

$$\Delta L_2 = y_0 * \frac{a}{1 - \cos \alpha}$$

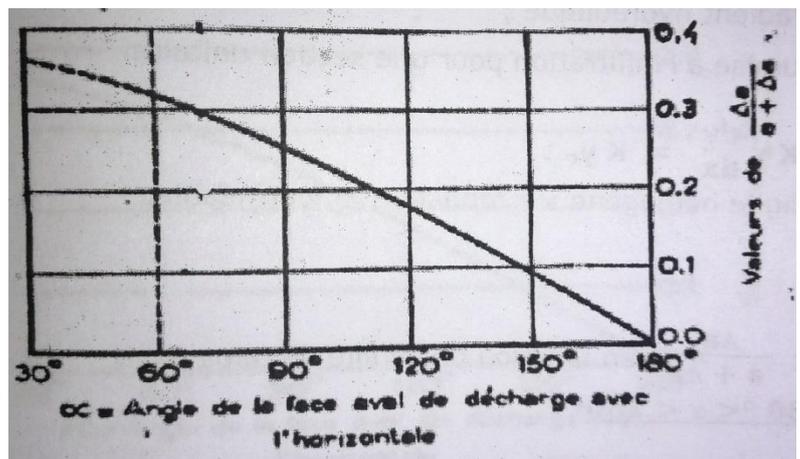


Fig.26 Courbe de Casagrande

Chapitre V:

Les barrages : dimensionnement sommaire des ouvrages annexes

De manière à pouvoir, entretenir et exploiter correctement un barrage, on lui adjoint en général un certain nombre d'organes annexes,

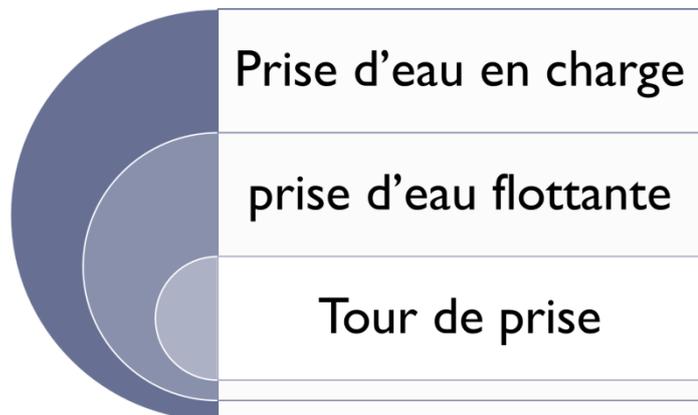
L'ouvrage de vidange

L'ouvrage de prise

V.1 Ouvrage de prise d'eau

Le but de cet ouvrage est d'assurer le débit de pointe de la demande aval entre le niveau de la retenue et celui des plus basses eaux, en tenant compte d'un prélèvement d'eau de qualité compatible avec destination,

Type de prise



V.1.1 Prise d'eau en charge:

Ce type est représenté par une conduite sous remblai en « âme tôle » ou en acier enrobé de béton, ce type d'ouvrage est très économique, permettant une prise d'eau avec faible perte de charge et donne l'avantage du regroupement des organes de commande au pied aval de la digue, En outre les inconvénients majeurs et le niveau unique de prise et la fonction non séparé avec la vidange,

V.1.2 Prise d'eau flottante:

Dans cette variante, les fonctions de prise et de vidange sont séparés, le prélèvement d'eau s'affectue à une profondeur constante, l'inconvénient de celle-ci et celui du cout important de sorte qu'elle nécessite des mécanismes relativement sophistiqués nécessitant un entretien périodique de pièces hydromécaniques,

V.1.3 Tour de prise :

Cette variante représente l'ouvrage du prélèvement à différents niveaux, la séparation des fonctions (prise et vidange), mais du point de vue économique elle est plus coûteuse (tour passerelle), ainsi que la sensibilité aux secousses dues aux séismes.

V.2 Ouvrage de Vidange de fond

Vider le lac en cas de besoin (pour travaux et entretien, pour inspecter le parement amont, en cas de problème de stabilité...).

V.2.1 Conduite de vidange en charge :

On utilise en général une conduite en acier que l'on pose en tranchée dans le terrain en place vers le point le plus bas de talweg, on la pose sur des cales, puis on la noie dans une enveloppe de béton ordinaire de 0,20m d'épaisseur au minimum coulé pleine fouille, on referme ensuite le remblai en le compactant soigneusement, on conseille de vérifier que les contraintes provoquées par les éventuels tassements ne sont pas excessives.

V.2.2 Conduite à écoulement libre :

Deux types de conduites peuvent être employés pour les réaliser : les tuyaux cylindriques de gros diamètre en acier (généralement supérieur à 500mm) ou la canalisation en béton de type galerie ou ovoïde de 1,3 à 2 m de hauteur par exemple, pour l'aération de l'écoulement dans la conduite, on prévoit un reniflard à l'aval immédiat de la vanne amont, afin d'éviter des phénomènes de battements ou des vibrations sous l'effet de passage en écoulement instable à fort débit,

V.2.3 Ouvrage 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.

V.2.4 Choix de la variante

L'ouvrage de vidange à batardeau est rejeté de point de vue type de barrage (en terre), donc on ne peut retenir que la conduite de vidange,

La conduite en charge avec écoulement à surface libre possède l'inconvénient majeur du coût, (canalisation en béton de type galerie) et les accessoires supplémentaires (reniflard) nécessitant beaucoup d'entretien,

La conduite en charge est plus économique et peut être placée dans la galerie de dérivation sans aucun risque,

V.2.4.1 Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite:

Il faut une protection amont afin d'éviter tout problème de transport solide (colmatage) et prévoit 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 de types des conduites, de leur diamètre, et de la charge amont du barrage



Fig.27 Des prises d'eau

V.2.5 Vidanges de fond

Vidange de la retenue en 21 jours

50 % de la poussée hydrostatique en 8 jours (ou moins)

Vanne aval de réglage et vanne amont de garde

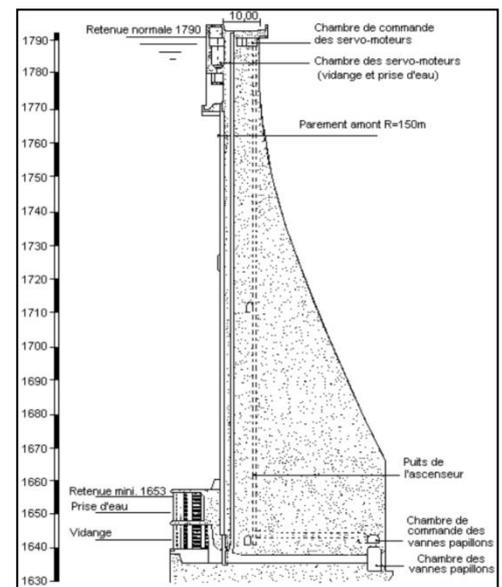
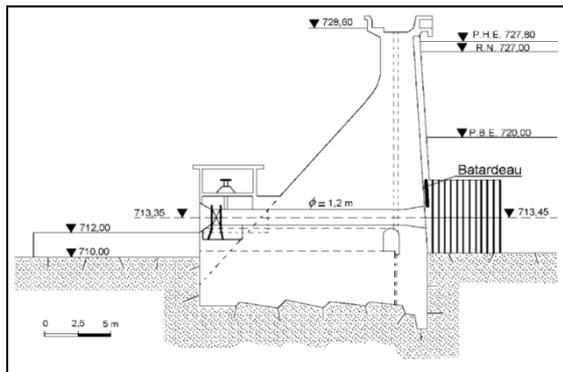


Fig.28 Vannes papillons

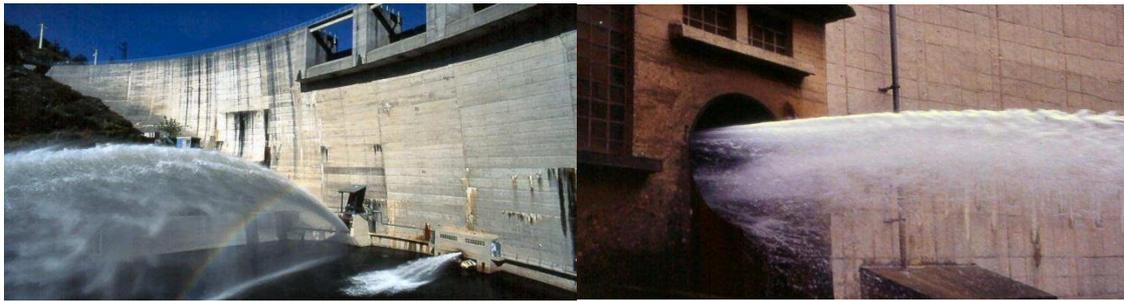


Fig.29 Vannes à jet creux



Fig.30 Vanne segment

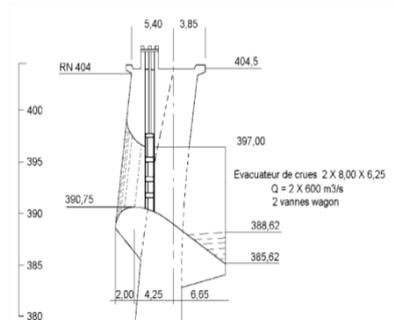
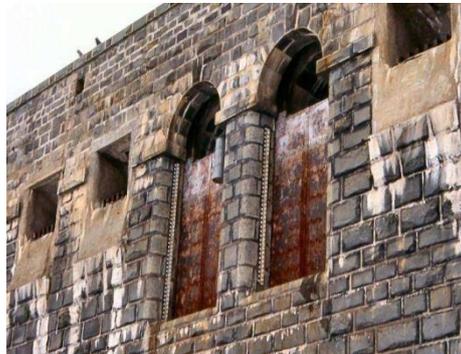


Fig.31 Vanne plate

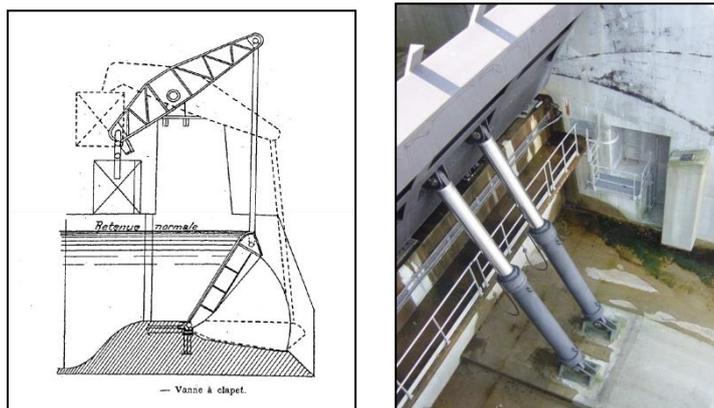


Fig.32 Vanne à clapet

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

	<i>Type de conduite</i>	<i>Diamètre (mm)</i>	<i>Nombre de position des vannes</i>
≤ 30 $30 \div 100$	<i>PVC ou Acier</i>	<i>(160 ÷ 200)</i> <i>300 en Acier</i>	<i>Une vanne en aval</i>
	<i>Acier</i>	<i>300 ÷ 400</i>	
<i>100 ÷ 300</i>	<i>Acier ou béton en âme tôle</i>	<i>400 ÷ 600</i>	<i>Une vanne de garde amont et une vanne avale</i>
<i>300 ÷ 700</i>		<i>600 ÷ 800</i>	
<i>700 ÷ 1500</i>		<i>800 ÷ 1200</i>	
≥ 1500	<i>Galerie en béton armé (tuyau posé dans la galerie de visite)</i>		<i>Vanne de garde et vanne réglable en avale.</i>

H : Hauteur du barrage (m).

V : Volume d'eau stocké (Hm³).

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

L'ouvrage de vidange sera constitué de deux vannes, une vanne de garde. (Batardeau) en amont et une vanne réglable en aval.

V.3 Ouvrage d'évacuateur de crues

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 crée d'érosion en aval risquant d'être dommageable pour la digue.

V.3.1 Critères de choix de l'évacuateur de crue :

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

- la sûreté et la sécurité de fonctionnement.
- les difficultés de réalisation.
- les exigences typographiques du site.
- les exigences géologiques du site.
- la facilité d'entretien.
- la facilité de modification.



Fig.33Déversoir à seuil libre

Les évacuateurs de crues se divisent en deux catégories selon le principal type:

- 1- l'évacuateur à écoulement libre.
- 2- l'évacuateur par puits noyé.

V.3.2 Différents types des évacuateurs de crues.

V.3.2.1 L'évacuateur de crues en puits (tulipe) :

Dans ce type d'ouvrage, 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.

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.

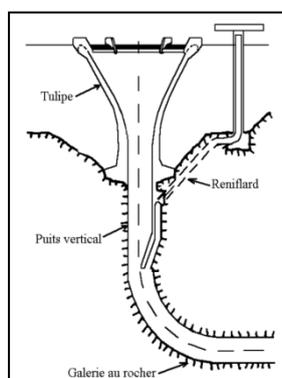


Fig.34Evacuateur en tulipe



Fig.35Barrage de Monticello (USA)

V.3.2.2 L'évacuateur 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.

V.3.2.3 L'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal :

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs à écoulement à surface libre. Il représente les avantages :

1. Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet.
2. Facilité de réalisation.

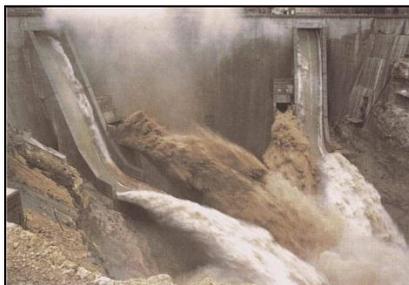
Ces inconvénients sont :

1. Le coût peu élevé.
2. La difficulté de modification.

L'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal s'adapte aussi au site, puisque la largeur déversante n'est pas très importante et la topographie permet l'implantation.

Le bon fonctionnement et la sûreté de celui-ci pour les crues dépassant celle de projet et la facilité de réalisation rendent cette variante la plus adéquate du côté technique et économique.

V.3.3 Quelques exemples d'évacuateurs des crues



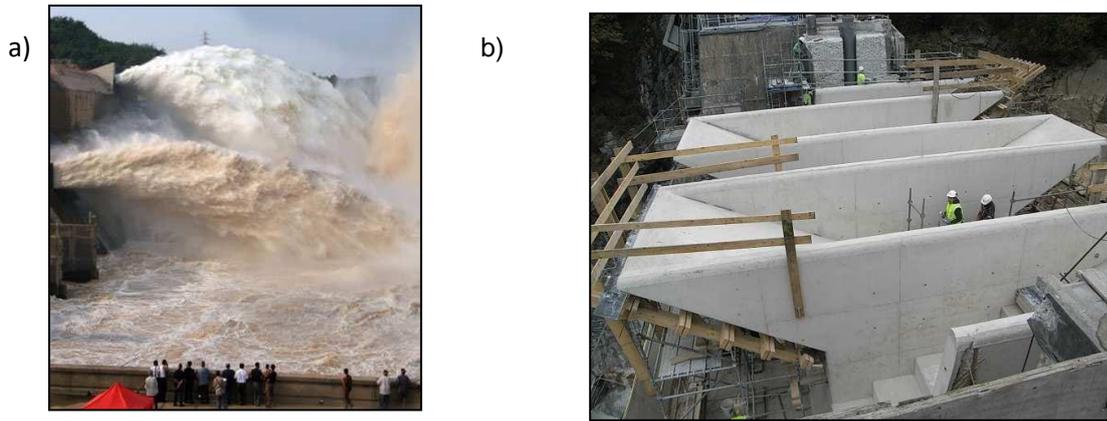


Fig.36 a) Barrage de Yaté (Nouvelle-Calédonie) ; b) Barrage de Jirof (Iran) ; c) Barrage WAC Bennet (Canada) ; d) Barrage de Xiaolangdi (Chine) ; e) Barrage de Saint Marc

V.4 Dérivation provisoire

C'est un ouvrage qui permet de dévier des crues en phase de construction du barrage et de travailler à sec.

V.4.1 Type de dérivation

Il existe trois types d'ouvrage de dérivation comme suivant :

- galerie : dans des vallées rocheuses et étroites
- conduite : sous remblai si la roche de la galerie est mauvaise, elle pose de problème au contact béton fondation (problème d'interaction sol structure)
- canal : dans des vallées larges et qu'ont des débits importants

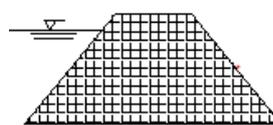
V.4.2 Choix de la crue de dimensionnement

Généralement, se fait pour des crues de période de 10-50 ans

Exemple :

$$Q_{\max}(5\%) =$$

$$F = \frac{1}{T} = \frac{1}{50} * 100 = 2\% ; F = \frac{1}{10} * 100 = 10\%$$



Batardeau



Galerie de dérivation

V.4.3 Succession des travaux

1^{ère} étape

Mise en place d'un batardeau pour la construction de la galerie

2^{ème} étape

Construction d'une galerie à section fer de cheval à ciel ouvert qui sera par la suite sous remblai.

3^{eme} étape

Construction d'un batardeau amont acheminer les eaux vers la galerie et amortir à la fois la crue qui sera par la suite incorporé dans la digue.

4eme étape

La mise en eau après la fin des travaux c'est ainsi que notre galerie de dérivation va nous assurer l'entretien de la vidange de fond et la prise d'eau.

V.4.4 Dimensionnement

C'est un écoulement à surface libre qui passe en écoulement en charge.

a) Ecoulement à surface libre

Le débit est donné par la formule suivante :

$$Q = SC\sqrt{RI}$$

Avec Cr : coefficient de Chézy

$$C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}}$$

n : coefficient de rugosité n=0.014

R : rayon hydraulique

S : surface ; I : pente du radier

La hauteur d'eau dans la galerie

$$h = (r - 1 - \cos \frac{\theta}{2}) \quad ; \quad \theta = 2 - \text{Arc cos}(1 - \frac{h}{r})$$

b) Ecoulement en charge

$$Q = \mu S \sqrt{2G} * Z \quad Z : \text{dénivelée}$$

$$Z = (H + L * I) - \frac{D}{2} \text{ h : hauteur devant la galerie}$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi + \frac{\lambda L}{D}}}$$

$$\sum \xi = \xi_{\text{entrée}} + \xi_{\text{sortie}}$$

$$\lambda = \frac{125n^2}{D^{\frac{1}{3}}} \quad n=0.014$$

Nous varions le diamètre et nous calculons μ

D	μ
1.5	0.453
2	0.49
2.5	

Puis nous varions D et nous calculons $Q=f(D)$

D	μ	Q (m3/s)
1.5	0.453	
2	0.49	
2.5		

Chapitre VI:

Les barrages : Calcul de stabilité

VI.1 Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons étudier le volet calcul de stabilité pour les barrages en terre. Les différentes actions agissant sur les barrages ces ouvrages, après on va expliquer les différentes méthodes de calcul rattachés aux problèmes (renversement, glissement).

Principe de base

- Une partie mobile du sol glisse sur une partie fixe
- le frottement est défini par La loi de Coulomb ;
- les forces motrices sont celles de la pesanteur
- la surface de la rupture est la clé pour l'interprétation et la compréhension du phénomène ;
- les équations sont basées sur l'équilibre d'un bloc sur un bloc incliné

Propriétés nécessaires à l'analyse

- 1- géométrie et stratigraphie ;
- 2- poids unitaire w ;
- 3- charges externes ;
- 4- résistance au cisaillement (y compris la pression interstitielle)

Si on simplifie c'est l'ensemble de la géométrie, résistance et pression U

Développement des d'analyse

Plusieurs méthodes traitent le volet stabilité des barrages en terre à savoir :

- la méthode de Culman (1774)
- la méthode de Fellenius
- la méthode de Bichop et Bichop simplifié

VI.2 Stabilité en rupture circulaire avec coefficient de sécurité global

a) *méthode des tranches de fellenius*

Stabilité selon un cercle donnée

Considérons un talus recoupant un certain nombre de couche de sols de caractéristiques différentes c_i, Φ_i, γ_i . La stabilité est étudiée en considérant le problème plan, c'est-à-dire en analysant l'équilibre d'une masse de sol d'épaisseur unité dans le sens perpendiculaire à la figure.

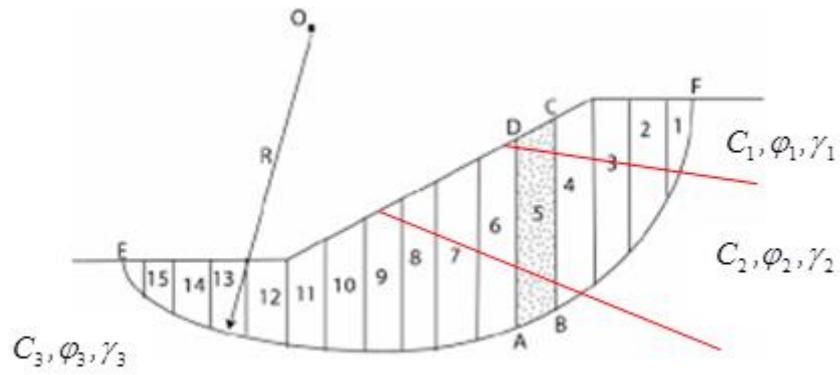


Fig.37 Découpage des tranches (Fellenius)

Il convient de réaliser le découpage de telle façon que l'intersection du cercle de glissement et d'une limite de couches (G et H) corresponde à une limite entre les deux tranches.

L'expérience montre qu'il n'est pas nécessaire de découper le massif en un très grand nombre de tranches pour obtenir une précision satisfaisante.

Les forces agissant sur la tranche ABCD.

- Poids w
- Réaction R_n du milieu sous-jacent sur l'arc AB.

Les réactions sur les forces verticales BC et AB.

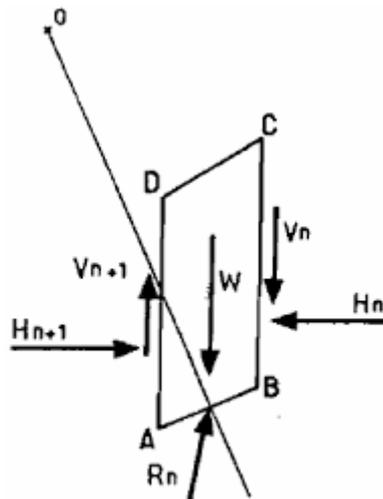


Fig.38 Méthode de calcul de stabilité (fellenius)

$$F_s = \frac{\sum \text{Moments des forces résistant au mouvement}}{\sum \text{Moments des forces provoquant le mouvement}} \geq 1.5 \text{ (le talus reste toujours stable)}$$

Fellenius a fait une hypothèse qui simplifié les calculs :

$$w = -R_n$$

Décomposons w de la tranche n en force N_n normal à AB et T_n

$$N_n \text{ normal à } AB \quad N = z \cos \alpha ; \quad T_n = w \sin \alpha$$

D'après la loi de Coulomb :

$$(Rn)_i = C_i * AB + N_n \operatorname{tg} \varphi_i$$

$\sum_{n=1}^{n=m} R * (c_i * AB + N_n \operatorname{tg} \varphi_i)$ où m : nombre total de tranches ; C_i et φ_i : caractéristiques mécaniques de la tranche dont laquelle est situé AB .

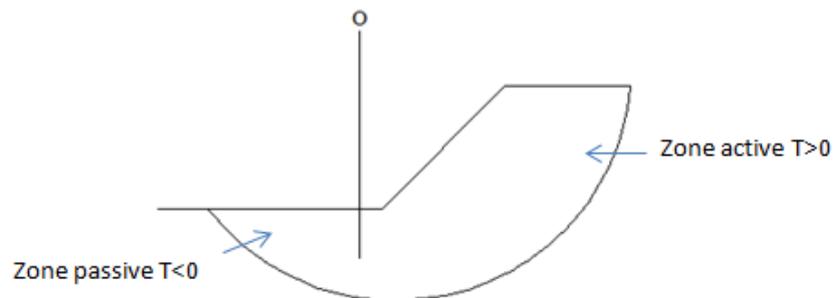
Par ailleurs, le moment moteur est du à T_n et égal à $T_n * R$

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=m} (C_i * AB + N_n \operatorname{tg} \varphi_i)}{\sum_{n=1}^{n=m} T_n}$$

1. Si le sol est homogène, $C = \text{constante}$ et $\varphi = \text{Cte}$

$$F_s = \frac{C * l + \operatorname{tg} \varphi * \sum N_n}{\sum T_n}$$

2. Lorsque les cercles sont profonds

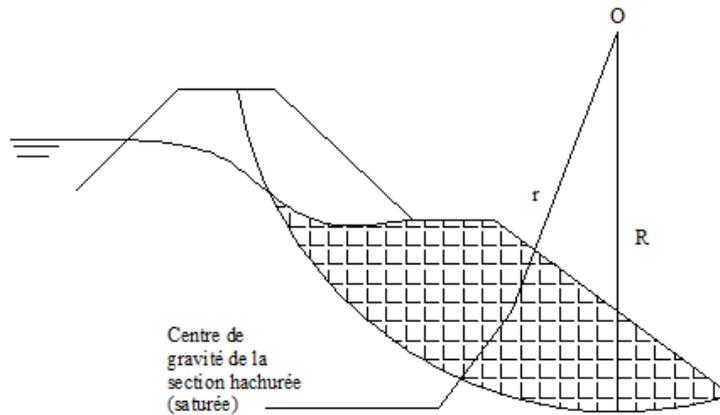


VI.2.1 Détermination des rayons de cercles de glissement

Nous déterminons R_{\min} et R_{\max} à partir de tableau suivant :

Pentes	1/1	1/2	1/3	1/4	1/5	1/6
R_{\min}/Hb	0.75	0.75	1	1.15	2.2	3
R_{\max}/Hb	1.5	1.75	2.3	3.75	4.8	5.5

$$F_{.ss} = \frac{\sum [C_i * l_i + (W \cos \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i)]}{\sum W_i \sin \alpha_i + \sum a * \frac{r}{R} * W}$$

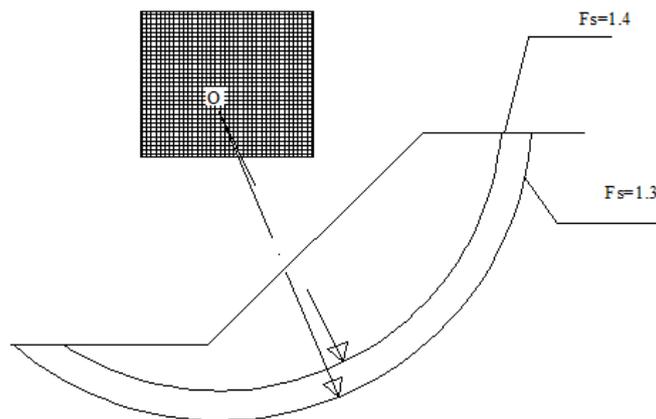


Les paramètres géométriques intervenant dans le calcul de F_s

- B, la largeur de la tranche
- α , l'angle orienté que fait le rayon du cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec la vertical
- La hauteur de la tranche pour le calcul du poids W.

VI.2.3 Recherche de coefficient de sécurité minimal

Pour des raisons technicoéconomiques, la détermination du centre de cercle critique qui donne un coefficient de sécurité F_s minimal. Il nous faut une infinité de centre de cercles pour localiser le rayon critique.



VI.2.3 Prise en compte des nappes et des écoulements

Pression interstitielle

VI.2.3.1 Nappe statique

Sous le niveau d'une nappe statique à surface libre horizontale, l'effet des pressions interstitielles se traduit par le déjaugage du sol

- Au-dessus de la nappe – γ poids volumique apparent
- Au-dessous de la nappe – γ' poids volumique immergé

VI.2.3.2 Prise en compte des écoulements au-dessus du niveau aval

La prise en compte des écoulements est assez délicate, il faut distinguer les écoulements au-dessus du niveau statique à l'aval du talus et les écoulements au-dessous de ce niveau.

L'équation de Coulomb s'écrit comme suivant :

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

Alors

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=m} \left[C'_i * \frac{b}{\cos \alpha} + \left(W \cos \alpha - \frac{ub}{\cos \alpha} \operatorname{tg} \varphi_i \right) \right]}{\sum_{n=1}^{n=m} W \sin \alpha}$$

b) Méthode de Bichop simplifiée

Dans cette méthode, nous considérons que

- La ligne de glissement est toujours de forme circulaire
- Les efforts verticaux inter-tranches sont nuls ($V_n - V_{n+1} = 0$)

$$F_s = \frac{1}{\sum_{n=1}^{n=m} W \sin \alpha} \sum_{n=1}^{n=m} \frac{(W - U_n * b) \operatorname{tg} \varphi + C_i b}{\cos \alpha + \sin \alpha \frac{\operatorname{tg} \varphi}{F_s}}$$

Exemple de calcul

Cercle n	Coordonnées du centre				
N des tranches	Poids W	Nn Wcos α	Tn Wsin α	C _i b/cos α	Nntg φ_i
1					
2					
3					
4					
·					
·					
·					
n					
Total					F _s =

R=	50	c1	10	γ_1	1.9	$\text{tg}\varphi_1$	0.18
r=	25.5	c2	6	γ_2	2.2	$\text{tg}\varphi_2$	0.21
a	0.15	c3	0	γ_3	1.6	$\text{tg}\varphi_3$	0.58

N°	lb	h ₁	h ₂	h ₃	γ_1	γ_2	γ_3	W	sin α	cos α		N	T	C _{eq}	tg φ_{eq}	N.tg φ_{eq}	I	C _{eq} .I
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11		12	13	17	21	22	23	24
	R/10								N°/10	(1-sin ² α) ^{0.5}		9*11	9*10			12*21	2/11	17*23
-1	3.7	0	0.5	0.4	1.9	2.2	1.6	6.438	-0.1	0.99	0.994987	6.4057	0.644	3.3333	0.374	2.399	3.74	12.458
0	5	0.3	2.5	1.1	1.9	2.2	1.6	39.15	0	1	1	39.15	0	4.6154	0.312	12.217	5	23.077
1	5	2.7	2.3	0.4	1.9	2.2	1.6	54.15	0.1	0.99	0.994987	53.879	5.415	7.5556	0.222	11.983	5.05	38.159
2	5	5.4	0	0	1.9	2.2	1.6	51.3	0.2	0.96	0.979796	50.264	10.26	10	0.18	9.047	5.21	52.083
3	4.4	0.8	2	0	2	2.2	1.6	26.4	0.3	0.91	0.953939	25.184	7.92	7.1429	0.201	5.073	4.84	34.537
													23			40.72		160

Fs=

VI.3 Calcul des infiltrations sous les ouvrages hydrotechniques

On entend par infiltration le déplacement de liquide ou de gaz dans un milieu poreux ou fissurés, l'espace occupé par le courant d'infiltration est dit zone d'infiltration.

Nous considérons dans notre cas que le régime est permanent (stationnaire)

L'écoulement souterrain dans un milieu poreux prend naissance suite une différence d'énergie (Amont-Aval).

La caractéristique essentielle des milieux non rocheux c'perméabilité, caractérisé par le coefficient K qui dépend des paramètres physiques (température, pressionetc.).

VI.3.1 Sol homogène isotrope

$$K_H^A = K_H^B = K_V^A = \dots = K_n^m$$

VI.3.2 Sol homogène anisotrope

$$K_H^A \neq K_V^A \neq K_\alpha^A \text{ Mais } \begin{pmatrix} K_H^A = K_H^B \\ K_V^A = K_V^B \end{pmatrix}$$

$$K_H^B \neq K_V^B \neq K_\alpha^B$$

VI.4 Méthode des contours linéaires dite de Bligh pour calculer les infiltrations

On définit la longueur théorique du contour déployé pour lequel il n'a pas avoir lieu d'infiltration dans le sol de fondation.

$$L_{rcd} = C * H$$

Avec c : coefficient de proportionnalité de Bligh dépend de la nature du sol

Type de sol	C	Type de sol	C
Sol limoneux	8	Sable graveleux	3.5
Sables fins	6	Tourbes décomposées	8
Sables grossiers	4	Tourbes naturelles	5
galets	3	Sables argileux	4-3.5
		Limons argileux	3.5-3

Source : M.K Mlhoubi

La condition de Blight est exprimée par la formule suivante :

$$L_{theo} \geq L_{rcd}$$

VI.4.1 Infiltration dans un milieu homogène anisotrope

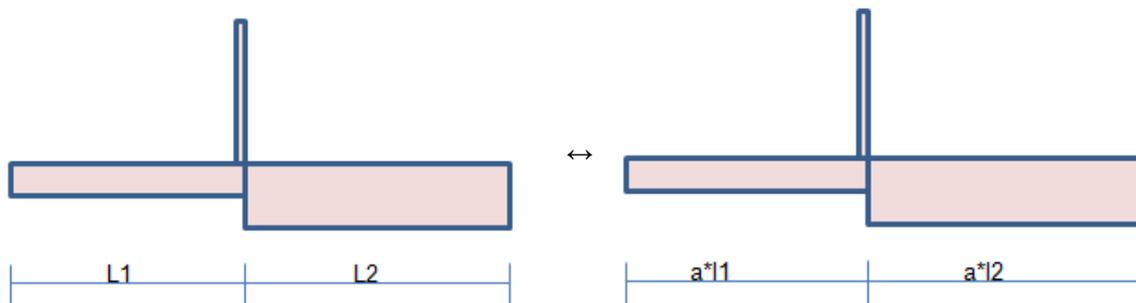
Le calcul de ce type de sol est basé sur un procédé artificiel qui consiste en substitution du sol homogène anisotrope par un sol homogène isotrope équivalent du point de vue infiltration.

Dans ce contexte on utilise la méthode d'alternation du chemin d'infiltration en multipliant les dimensions horizontales du radier par un coefficient :

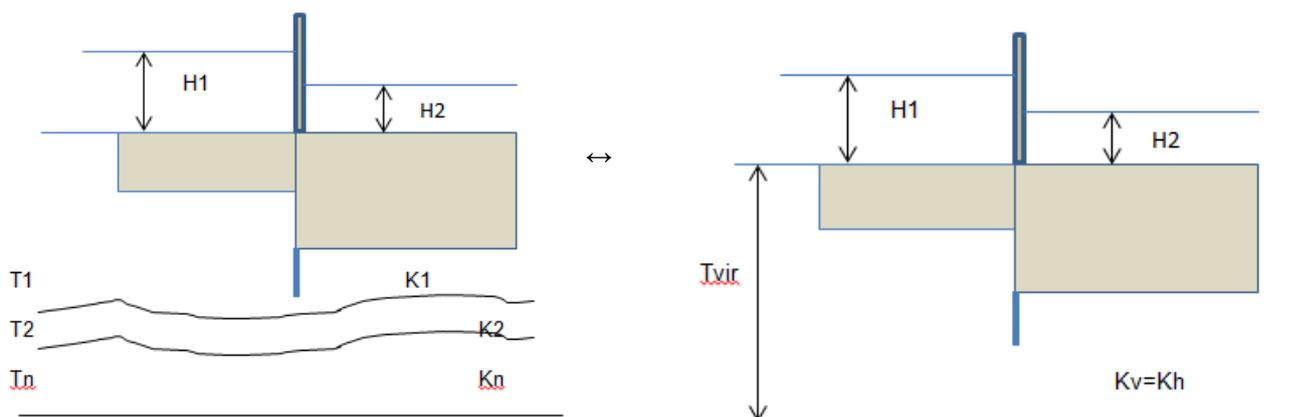
$$a = \sqrt{\frac{K_v}{K_H}} \quad \text{Où} \quad \frac{K_v}{K_H} < 1$$

K_v et K_H sont respectivement la perméabilité verticale et horizontale on procède au calcul du model par les méthodes citées précédemment avec un coefficient équivalent de perméabilité

$$K_{eq} = \sqrt{K_H} * K_v$$



VI.4.2 Infiltration dans un sol homogène isotrope stratifié avec des différentes perméabilités

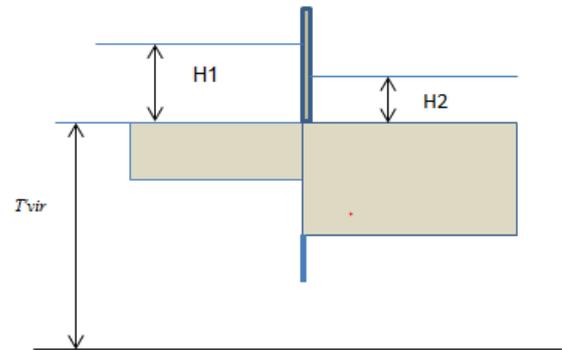
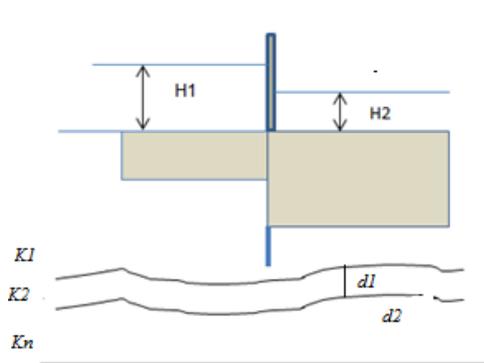


La perméabilité équivalente :

la profondeur :

$$K_{vir} = \frac{\sum K_i T_i}{\sum T_i} \quad T_{vir} = \frac{1}{K_{vir}} (\sum K_i T_i)$$

VI.4.3 Infiltration dans un sol stratifié à couche mince alternées homogène isotrope de perméabilités différentes



$$K_V = \frac{(d_1 + d_2 + \dots + d_n) K_1 K_2}{d_2 K_1 + d_1 K_2 + \dots + d_{n-1} K_n}$$

$$K_H = \frac{K_1 d_1 + K_2 d_2 + \dots + K_n d_n}{\sum d_i}$$

Le débit d'infiltration

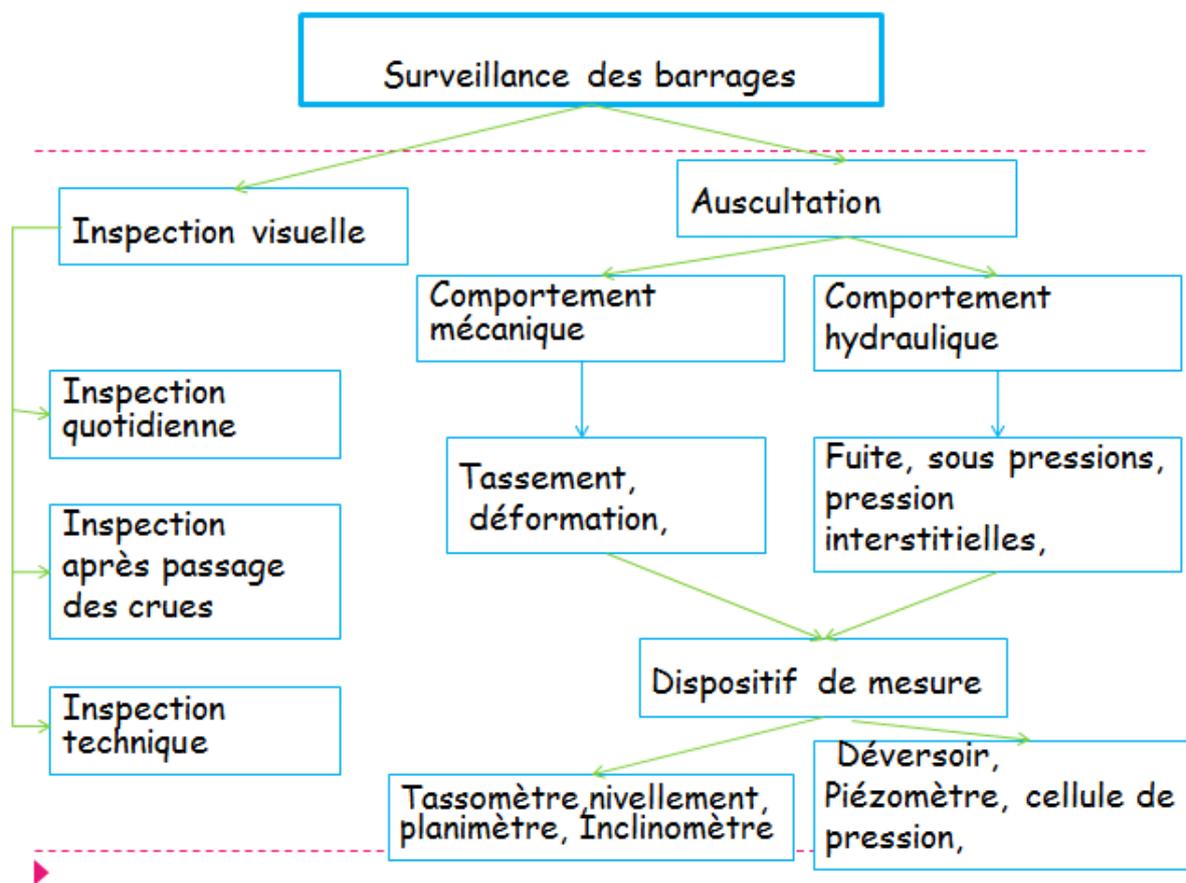
$$q = K * I_{moy} * T (m^3 / s)$$

Chapitre VII :

Techniques d'auscultation et méthodes de confortements

VII.1 Introduction

Dans le domaine des barrages comme dans bien d'autres cas, le risque zéro n'existe pas, d'où la nécessité d'un suivi méthodique du comportement des ouvrages. Après avoir exposé les principes de base de la surveillance et de l'auscultation des barrages, les auteurs nous rappellent ici les objectifs de l'analyse des différentes mesures, à travers deux méthodes différentes appliquées à deux exemples d'ouvrage. Ces deux cas montrent à quel point il est indispensable de disposer et de pouvoir interpréter des données d'auscultation pour évaluer la sécurité d'un barrage.



VII.2 Conception globale du dispositif d'auscultation

Le système d'auscultation employé dépend également du type de barrage, tel que montré dans les exemples suivants :

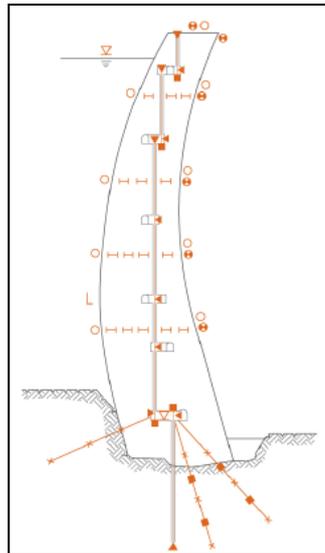
a) Barrage voûte ou multi-voûtes en béton

Objectifs

- Vérifier l'état de contrainte et en particulier l'absence de zones de tension
- Vérifier l'efficacité des joints d'étanchéité
- Suivre l'état de fissuration et déterminer leurs causes

Paramètres mesurés

- État de contrainte
- Température
- Déformation
- Fissuration
- Sous-pression
- Débit de fuite



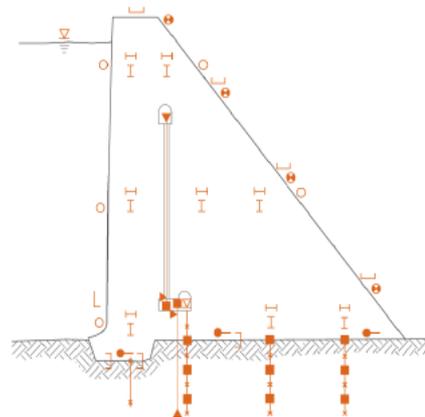
b) Barrage poids (en béton standard ou compacté au rouleau)

Objectifs

- Vérifier la stabilité générale de l'ouvrage
- Vérifier l'efficacité des joints d'étanchéité
- Vérifier l'état de fissuration

Paramètres mesurés

- Fissuration
- Température
- Déformation
- Sous-pression
- Déplacement
- Débit de fuite



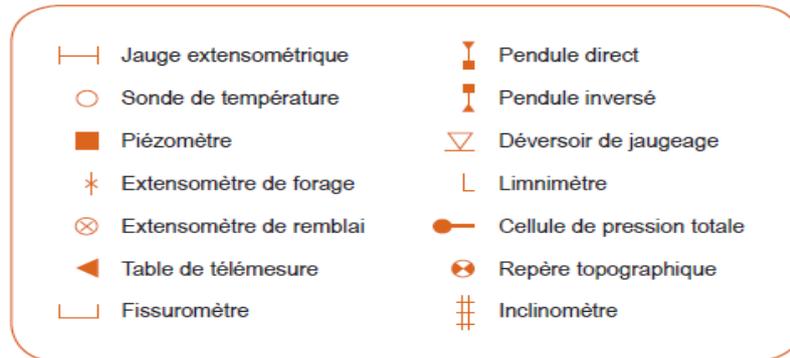
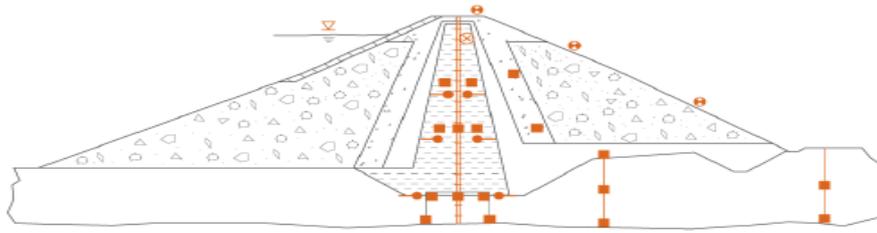
c) Barrage en terre et enrochement

Objectifs

- Vérifier la stabilité générale de l'ouvrage
- S'assurer que les infiltrations ne peuvent entraîner la rupture par érosion interne ou glissements locaux

Paramètres mesurés

- Pression interstitielle dans le noyau ainsi que sa perméabilité
- Étanchéité du contact noyau-fondation ou de l'interface membrane-fondation
- Déformation totale et différentielle du barrage et risque de fissuration du noyau
- Efficacité des filtres.



VII.3 Hydrométrie :

VII.3.1 Sonde avec mesure de la température WLT.

Le contact de l'eau sur l'embout déclenche un signal sonore et lumineux

-ruban plat gradué tous les cm

Longueur : de 15 à 500 mètres



VII.3.2 CANE 800I:

Enregistreur des variations de niveau d'eau.

La centrale d'acquisition monovoie 800I est associée

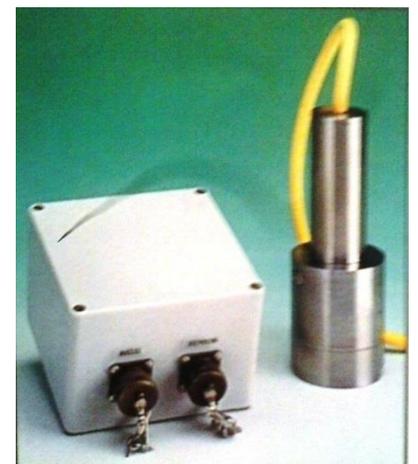
à un capteur de pression à corde vibrante:

-fonctionne sur pile,

-capacité mémoire :8000 mesures,

-échelle de temps linéaire ou logarithmique.

Simple, économique, elle est bien adoptée aux essais de pompage.



VII.4 Dispositif de mesure



a)



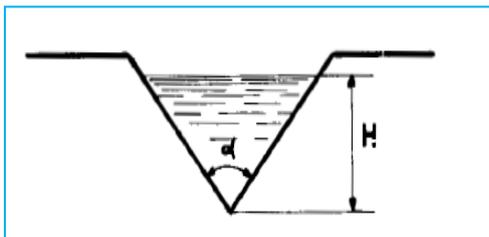
b)



c)



d)



e)

f)



g)

Fig.40 a)Appareil topo ; b)Extensomètre de forage ; c)Sonde Inclinomètrique ; d)Tassomètre à corde vibrante ;e) Déversoir triangulaire ;f) Piézomètres à corde vibrante ;g)Cellules de pression de la terre

VII.5 Méthodes de confortement

Il existe plusieurs risques qui peuvent mis en danger la sécurité des talus et en particulier les barrages en terre.

Le séisme, glissement, infiltration ce sont des problèmes qui demandent des travaux de confortement.

Selon ces risques, nous distinguons un nombre infini des solutions de confortement parmi eux ,les travaux d'étanchéité en cas de forte percolation des eaux à l'intérieur du corps du barrage

Le programme des travaux de confortement est généralement constitué comme suit:

Mission 1 : diagnostic géotechnique et expertise

Mission 2 : choix des solutions

Mission 3 : réalisation de la solution adoptée.

Mission 4 : évaluation des travaux par des mesures d'auscultations

VII.5.1 Exemple du barrage de Saint-Ferréol travaux 'étanchéité par paroi moulée

A ce sujet, nous allons proposer le cas des travaux de confortement par parois moulée du barrage Saint-Ferréol en France.

La paroi moulée constitue une solution intéressante pour pallier les problèmes d'étanchéité dans les ouvrages en remblais (digues de canaux, barrages réservoirs....).

En 2005, cette technique a été mise en œuvre sur le barrage de Saint-Ferréol, barrage de navigation géré par le Service de Navigation de Toulouse.

Dans le cadre des travaux d'étanchéité de ce barrage, il a été réalisé une paroi moulée et des injections pour limiter les écoulements internes et abaisser le niveau piézométrique dans le remblai aval. Par ailleurs, il a été mis en œuvre des piézomètres et des inclinomètres aux abords de la paroi moulée pour suivre l'évolution du barrage. Afin d'enrichir la connaissance des maîtres d'ouvrages, des bureaux d'études et des entreprises sur cette technique, il nous a paru important d'effectuer un retour d'expérience sur les travaux qui se sont déroulés sur le barrage de Saint-Ferréol en 2005. Aussi, après un historique de l'ouvrage et sa description, cette notice présente le projet de confortement, les travaux et l'évaluation après réparation du barrage de Saint-Ferréol.

VII.5.2 Choix des solutions de confortement

L'objectif des travaux était :

- de limiter le risque d'érosion interne du remblai aval ;
- d'abaisser le niveau piézométrique actuel préjudiciable à la stabilité au glissement du talus aval ;
- de limiter les gradients s'appliquant sur la galerie pouvant mener à la formation d'un renard à travers le revêtement. Les solutions de confortement qui ont été étudiées, sont :
 - La régénération du grand mur ;
 - Le masque amont étanche ;
 - La paroi moulée ;
 - Le filtre aval.



Fig.41 Plan de localisation

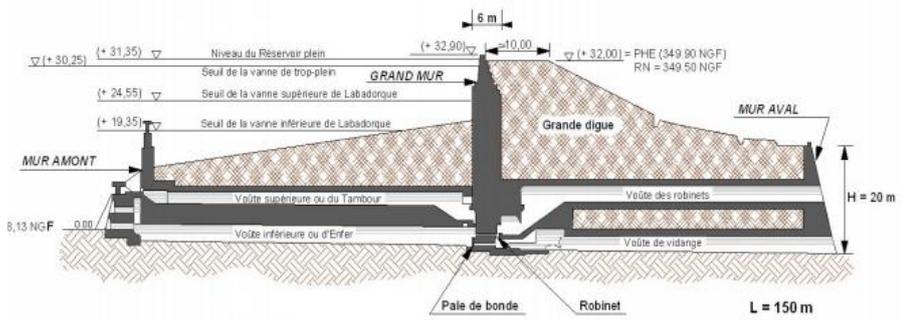


Fig.42 Coupe transversale



Fig.43 Vue du parement amont dégradé du Grand Mur (BETCGB 2005)

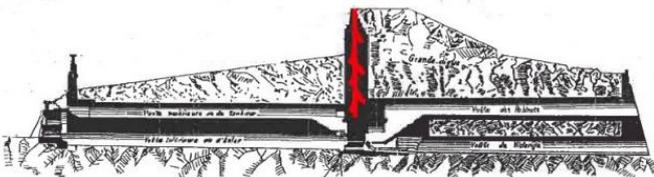


Fig.44 Injection de la maçonnerie (BETCGB 2005)

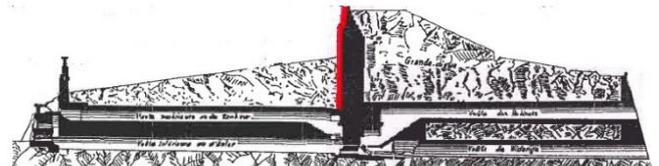


Fig.45 Masque amont (BETCGB 2005)

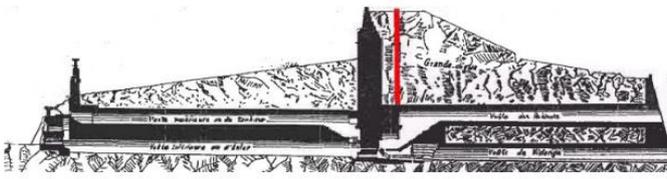


Fig.46 Paroi moulée (BETCGB 2005)



Fig.47 Recharge aval (BETCGB 2005)

VII.5.3 Matériels et principe de réalisation



Fig.48 Grue d'excavation (BETCGB 2005)



Fig.49 Centrale de fabrication de coulis



Fig.50 Décapage de la terre végétale et mise en place du remblai



Fig.51 Tranché murette, coffrage murette et Murettes guides

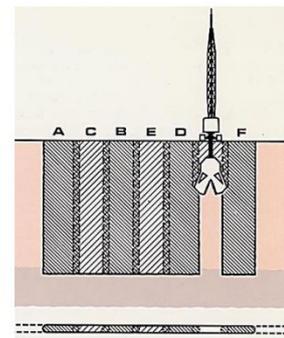


Fig.52 forage du tranché de parois **fig.53** schéma de principe de la réalisation de la paroi moulée

Après l'achèvement des travaux, des interventions relatives à l'auscultation ont été faites par TELEMAC afin de vérifier et suivre les pressions inertielles dans le corps du barrage entre le mur amont et la paroi moulée et ce lors des variations du plan d'eau.

Exemples et corrigés

Exemple 1

Questions

- 1) Donnez la raison pour laquelle on met la protection Rip-Rap ?
- 2) Quel est l'impact du barrage ou une retenue collinaire sur l'environnement et sur l'économie?
- 3) Les barrages en terre ne supportent pas les variations rapides de l'eau, pourquoi ?
- 4) Justifiez dans quelles conditions, il est faisable de réaliser un barrage en terre :
 - Site peu-perméable et une cuvette étanche ;
 - approvisionnement des matériaux de construction ;
 - zone sismique ;
 - apport insuffisant
- 5) Donnez l'expression générale de la cote de crête avec et sans séisme, expliquez que signifie chaque terme ?

Problème

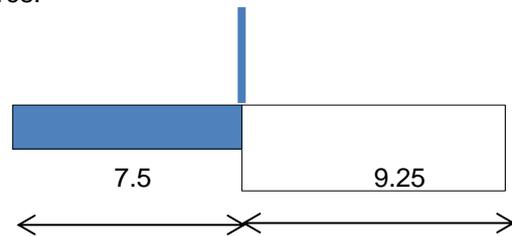
- I. Donnez l'expression théorique de la perméabilité équivalente K_{eq} si on a un milieu homogène anisotrope, voir figure ci-après:

Si on vous donne :

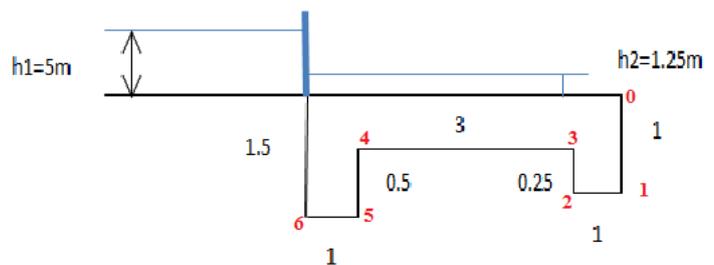
$$K_h = 3.2 \text{ m/j}$$

$$K_v = 2.26 \text{ m/j}$$

- Calculer K_{eq} ?



- II. Calcul des infiltrations



- 1- Vérifier la condition de Bligh dans la figure ci-dessus?
- 2- Déterminer la sous pressions au point 6?
- 3- Calculer le débit spécifique si $K=62\text{m/j}$ et $T=14\text{m}$?

III- calcul de stabilité

- 1- Expliquez avec schéma comment peut-on déterminer le rayon de la baleine (surface saturée) ?
- 2- Esquissez les étapes à suivre pour déterminer la zone des cercles de glissement ?
- 3- Quel est le coefficient de sécurité avec et sans séisme pour une digue en terre sachant que $a = 0.15$?

Déduisez le rayon de cercle de glissement ?

$r = 17.5\text{m}$

N°	B	h1	h2	h3	W	N	T	I
-1	3,3	0	0,1	0,1	1,25	6,4	2,2	1,74
0	6	0,3	2,5	1,1	46,98	21,15	5,6	3
1	6	3,3	2,2	0	66,66	31,87	14,41	3,05
2	6	0	4,8	0	63,36	39,26	25,26	3,21

On vous donne $c_1=10$; $c_2=6$; $c_3=0$ $\gamma_1=1.9$; $\gamma_2=2.2$; $\gamma_3=1.6$ $\text{tg}\varphi_1=0.18$; $\text{tg}\varphi_2=0.21$; $\text{tg}\varphi_3=0.58$

Corrigé- exemple 1

- 1- On met la protection Rip-Rap (en enrochement) dans le talus amont pour répondre aux exigences suivantes :
 - Protéger le sol du talus contre l'effet de choc des vagues et éviter l'érosion directe des particules
 - Faciliter le contact eau/sol tranquillement (pas de perturbation, pas de rupture)
- 2- La construction des barrages en terre généralement se fait dans des zones rurales ce qui fait, elle contribue dans la création direct et indirect de l'emploi pour les riverains, leur permettre de pratiquer l'agriculture, la pêche continentale, le tourisme, et de bénéficier de l'énergie électrique à partir des centrales électrique. Tous cela, peut participer dans le développement économique et assurer l'équilibre entre toutes les régions de pays.
Son impact sur l'environnement se présente dans la préservation des écosystèmes aquacole et de la recharge de la nappe ainsi que dans la création de micro climat.
- 3- Lors de la mise en eau, le contact eau/sol doit se fait progressivement de telle façon qu'on assure la saturation de ce dernier tranquillement. faute de quoi, le remplissage brusque, provoque directement le dysfonctionnement des grains solide et en conséquence la rupture du talus.
- 4- Site peu perméable et une cuvette étanche, c'est-à-dire condition faisable pour réaliser un tel barrage en terre à condition que le site doit être traité avec l'injection afin d'empêcher les infiltrations.
Idem pour dépôt des matériaux, nous offre la chance de choisir n'importe quelle variante.
- 5- Cote de crête = NPHE +Rv +a (sans séisme)
Cote de crête = NNR+ Rs+a (avec séisme)

Problème :

I- Nous avons un milieu homogène anisotrope, nous sommes dans l'obligation transformer les dimensions de la figure en les multipliant par le a

$$a = \sqrt{\frac{K_v}{K_h}} \quad \text{ou } K_v / k_h < 1$$

$$K_{eq} = \sqrt{K_h * K_v} \quad \text{AN: } K_{eq}=2.68 \text{ m/j}$$

II- vérification de la condition de bligh $L_{rcd} > L_{théo}$

$L_{rcd} = 8.25 < L_{th} = c.H = 3*(H1 - H2) = 11.25m$ La condition n'est pas vérifiée. A cet effet, nous devons augmenter le contour déployé en proposant une palplanche P=2-3.5 m d'où Lrcd sera 15.25 m qui va automatiquement vérifier la Cdt de Bligh.

2- calcul de sous pressions au point 6 pour P=2m et P=3.5 m

$$H_x = H / L_{rcd} * x \quad \text{AN: } 3.75 / 15.25 * 1.5 = 0.368 \text{ mouh}(6) = 0.459 \text{ m}$$

3- clacul de débit spécifique q

$$q = K \cdot l_{moy} \cdot T \quad \text{An: } 62 \cdot 3.75 / 15.25 \cdot 14 = 213.44 \text{ m}^2/\text{j} = 0.0024 \text{ m}^2/\text{s} \quad \text{ou } q(p=2m) = 265.71 \text{ m/j}$$

III.1 et III.2 les deux schémas ont été détaillés dans le cours.

Le rayon de glissement $B=R/10$ $B =60m$

N°	B	h1	h2	h3	w	N	T	l	Ce _{qui}	tgφ _{equi}	N tg φ _{equi}	Ce _{qui} *l	a*(r/R)*w
-1	3,3	0	0,1	0,1	1,25	6,4	2,2	1,74	3	0,40	2,53	5,22	0,055
0	6	0,3	2,5	1,1	46,98	21,15	5,6	3	4,62	0,31	6,60	13,85	2,055
1	6	3,3	2,2	0	66,66	31,87	14,41	3,05	8,4	0,19	6,12	25,62	2,916
2	6	0	4,8	0	63,36	39,26	25,26	3,21	6	0,21	8,24	19,26	2,772
ΣT							47,47				23,49	63,95	7,799

F_s= 1,84
F_{ss}= 1,58

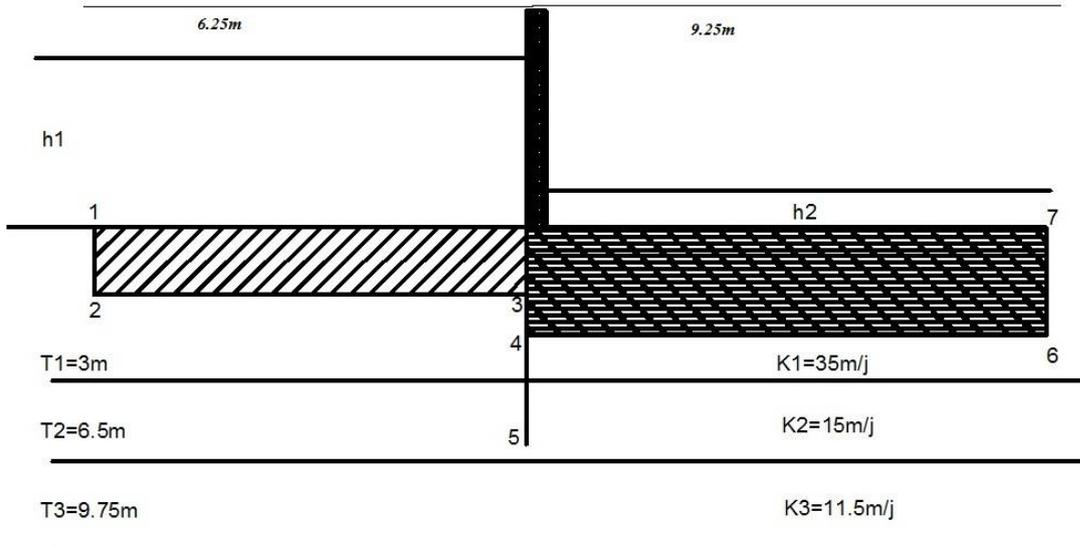
Exemple -2

Questions

- 1- Qu'est-ce que on met comme moyen de protection pour les deux parements, amont et aval ?expliquez
- 2- Les barrages ne supportent pas les variations rapide de l'eau, pourquoi ?
- 3- Expliquez avec schéma les différentes charges agissantes sur un barrage ?
- 4- Que signifie le terme rayon critique ?

Exercice 1

- 1- Déterminez la perméabilité correspondante l'infiltration dans un sol homogène isotrope (fig.1)

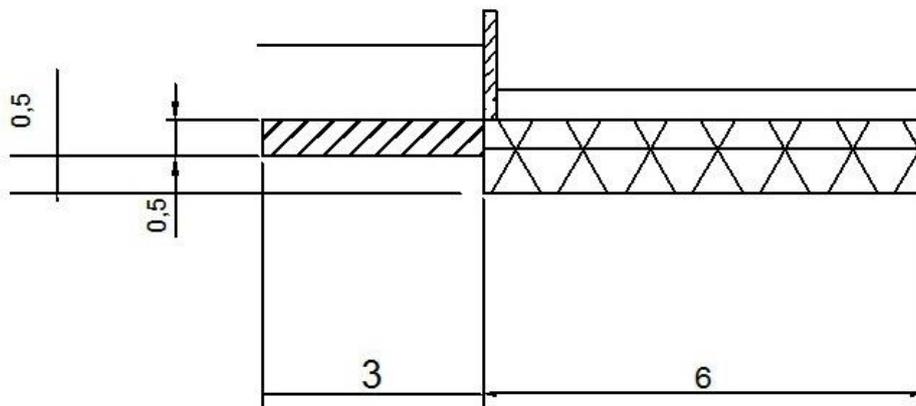


- Donnez le schéma simplifié de la figure-1 ?
- Déterminez le gradient hydraulique entre le pt (1) et (5) sachant que $\nabla(1) = 0.00\text{ m}$; $\nabla(6) = 5.00\text{ m}$; $b = 250\text{m}$
- Quel est le débit d'infiltration écoulé à travers cette fondation ?

Exercice 2

Soit un déversoir en béton projeté sur un oued, d'une hauteur d'eau de 25 m en amont et 5m à l'aval

(fig.2)



- Quelle est la condition pour vérifier l'hypothèse de Bligh dans ce cas si $(c=0.6)$

- Calculez le coefficient de sécurité F_s pour une digue en terre homogène dont, les données des matériaux sont illustrées dans le tableau ci-après :

N°	B	h1	h2	h3	W	N	T	I
-1	3,3	0	0,1	0,1	1,25	6,4	2,2	1,74
0	6	0,3	2,5	1,1	46,98	21,15	5,6	3
1	6	3,3	2,2	0	66,66	31,87	14,41	3,05
2	6	0	4,8	0	63,36	39,26	25,26	3,21

On vous donne $c_1=10$; $c_2=6$; $c_3=0$ $\gamma_1=1.9$; $\gamma_2=2.2$; $\gamma_3=1.6$ $tg\phi_1=0.18$; $tg\phi_2=0.21$; $tg\phi_3=0.58$

Corrigé- exemple 2

Questions:

- 1- Pour le parement amont, on met une protection en enrochement (Rip-rap) pour dissiper l'énergie de l'eau et l'effet des vagues sur le sol.
Pour le parement aval, on met une protection en enrochement ordinaire, pour protéger le talus contre l'effet de ruissellement
- 2- Une telle variation rapide du plan d'eau dans les barrages en remblai peut provoquer un déséquilibre des grains solide en conséquence le renard hydraulique qui peut à son tour générer le glissement.
- 3- Les facteurs qui influent sur la stabilité du barrage sont :
L'effet de glace et des vagues
La poussée de l'eau
La poussée des sédiments
Le séisme
Les sous pressions et les pressions interstitielles
- 4- Le sens physique de rayon critique, c'est le rayon optimum qui donne un coefficient de sécurité minimal

Exercice N°1

Le schéma simplifié

Le gradient hydraulique

$$I = \frac{\Delta H}{L} = \frac{H(1) - H(6)}{L} = \frac{10 - 5}{6.25 + 9.25} = 0.32$$

La perméabilité équivalente K_{veq}

$$K_{vr} = \frac{\sum K_i T_i}{\sum T_i} = 16.34 m/j$$

La profondeur T_r

$$T_r = \frac{1}{K_{vr}} (\sum K_i T_i) = 19.25 m$$

$$Q_{inf} = K_{vr} * T * I * B = 0.29 m^3 / s$$

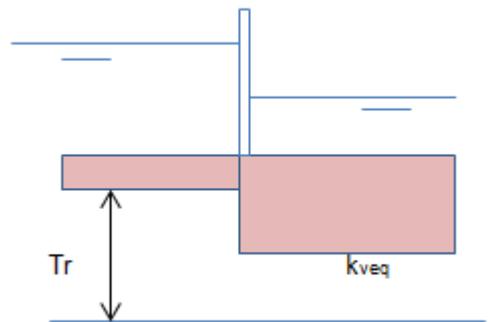
Exercice N°2

- 1- La condition de Bligh

$$L_{rcd} > L_{théorique}$$

$$L_{th} = C.H = 0.6(H1 - H2) = 12m$$

$$L_{rcd} = \sum(T, h) = 11m$$



$L_{rcd} < L_{théorique}$ La condition de Bligh n'est pas vérifiée

On préconise la solution de la palplanche sous le radier pour augmenter le contour L_{rcd} .

On propose une palplanche de $T=2m$ ou $3m$

$L_{rcd}=13 > L_{theo} = 12 m$ donc la condition est vérifiée

- **Calcul de F_s**

$B=0.1R$

N°	B	h1	h2	h3	Céq	tgφeq	W	N	T	I	Ceq*L	Ntgφ
-1	3,3	0	0,1	0,1	3	0.40	1,25	6,4	2,2	1,74	5.22	2.53
0	6	0,3	2,5	1,1	4.62	0.31	46,98	21,15	5,6	3	13.85	6.60
1	6	3,3	2,2	0	8.4	0.19	66,66	31,87	14,41	3,05	25.62	6.12
2	6	0	4,8	0	6	0.21	63,36	39,26	25,26	3,21	19.26	8.24
										47.47	63.95	23.49

$F_s=1.84$

Exemple -3

Questions:

1. Donnez la raison pour laquelle on met la protection Rip-Rap ?
2. Pourquoi on construit les barrages ?
3. Quelles sont les charges qui peuvent agir sur le corps du barrage (sous forme d'un schéma)?
4. Quel est l'intérêt de construire l'ouvrage de dérivation provisoire ?
5. Quelles sont les causes de rupture des barrages ?
6. En tant que hydraulicien, quelles sont les étapes que vous devez suivre pour intervenir si vous avez un problème technique au niveau du barrage ?

Problème 1 :

Si on veut construire un barrage dans un bassin versant (**voir figure**) dont le niveau normal de la retenue est à 55 m NGA. En utilisant les données de tableau n°1, on vous demande de répondre aux points suivants :

1. Déterminer la cote de point **M** ?
2. La hauteur (**H**) et la longueur du barrage (**L_{AB}**) ? déduire la cote de PHE sachant que $H_{dev}=H/10$?
3. Déterminer les fruits **m₁** et **m₂** des talus amont et aval consécutifs, on donne $\alpha_1=18.43^\circ, \alpha_2=21.80^\circ$
4. Déduire le nombre de berme ?
5. Calculer le diamètre de la conduite de vidange de fond sachant que le débit $Q_{vf}=35M^3/s$?
6. Calculer le débit d'infiltration souterraine sous la fondation ?

On donne : $K=72m/j$, k : coef de perméabilité

$T=15\text{ m}$ T , profondeur de substratum

$I_{moy}=1/3 H$, gradient hydraulique moyen

$b=8m$ largeur en crête

$\sum \xi_{lin}=1.15$ $\sum \xi_{sing}=0.5 \sum \xi_{lin}$

μ : coef de debit $\mu=0.65$

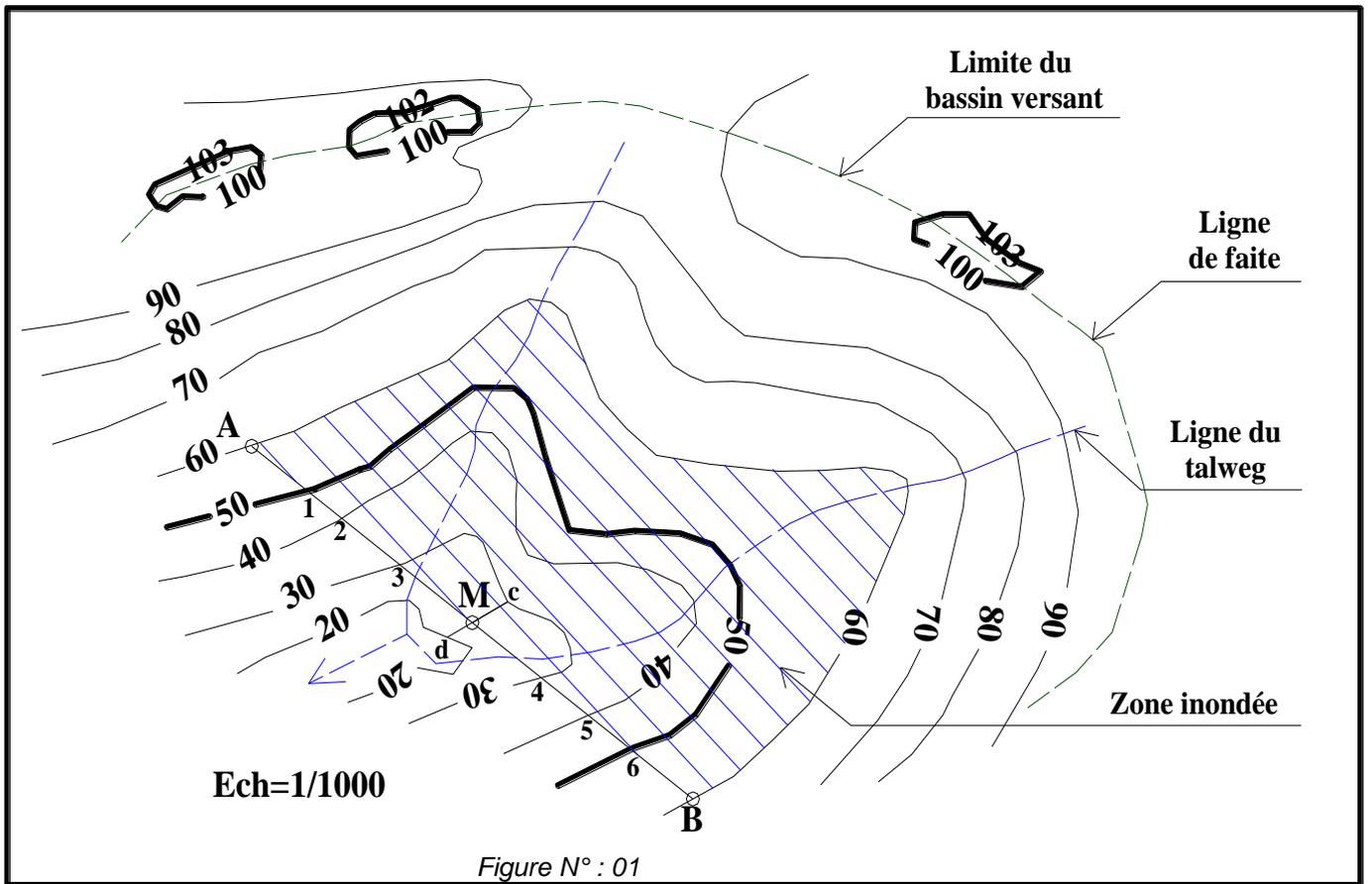


Tableau N° :01

Points	A-1	1-2	2-3	3-M	M-4	4-5	5-6	6-B
Distance(cm)	1	0,3	1,2	1,4	1,3	0,9	0,7	1,1

Corrigé- exemple 3

Réponse aux questions

- On met la protection au parement amont en enrochement pour les raisons suivantes :
 - Protéger le sol contre l'effet de choc des vagues et éviter l'érosion directe des particules
 - Faciliter le contact tranquillement de l'eau et sol.
- La construction des barrages en terre généralement se fait dans des zones rurales ce qui fait, elle contribue dans la création d'emploi directe et indirectes des riverains, leur permettre de pratiquer l'agriculture, la pisciculture, bénéficier de l'énergie à partir des centrales électriques et en conséquence, le développement de toute la région.
- Les barrages en terre sont très sensibles aux variations rapide du plan d'eau de la retenue en effet, lors de la mise en eau, le contact du sol doit se fait progressivement de telle façon assurer la saturation tranquillement, faute de quoi, le remplissage rapide provoque directement le dysfonctionnement des grains solide et en conséquence, la rupture.
- Site peu perméable et une cuvette étanche, c'est une condition faisable pour réaliser un barrage en terre à condition que le site doit être traité par injection afin d'empêcher les infiltrations.
Idem pour l'approvisionnement des matériaux de construction, nous offre la chance pour choisir n'importe qu'elle variante.
- Cote de crête = NPHE + Rv+a sans séisme
Cote de crête = NPHE + Rs+a avec séisme
 $Rs = h_1 + h_2 = 5\%hb + (0.75(ksh^2))^{1/3} = 5\%H_b + (0.75(a/g h^2))^{1/3}$

Le problème

1/. La cote de Point M

Selon la figure 01 le point M représente le fond d'oued ou bien le niveau de terrain naturel (NTN)

$$\text{On a : } \begin{array}{l} 0.9 \text{ cm} \longrightarrow 10 \text{ m} \\ 0.5 \text{ cm} \longrightarrow x \end{array} \quad \text{d'où } x = 0.5 \cdot 10 / 0.9 = 5.56$$

Donc la cote de point M = 30 - 5.56 alors M = 24.44 m

2/. La hauteur du barrage H_b t=0

Selon la figure la zone inondée est limité à la cote 60 d'où $H = 60 - 24.44 = 35.56$ $H_b = 35.56$ m

La longueur du barrage L_{ab}

De tableau 1 LAB = 7.9m

L'échelle : 1/1000 c'est-à-dire 1cm-----10m

$$L_{Ab} = 79 \text{ m}$$

Détermination de la cote NPHE.

$$NPHE = NNR + H_{dev} ; H_{dev} = HB/10 = 3.56 \text{ m}$$

$$NPHE = 55 + 3.56 \quad \text{donc } NPHE = 58.56 \text{ m NGA}$$

$$\text{La revanche } R \quad R = 60 - NPHE = 1.44 \text{ m}$$

3/ les fruits m1 et m2

$$m_1 = \cot \alpha_1 = B_1/H_b ; m_2 = \cot \alpha_2 = B_2/HB$$

$$m_1 = 3; m_2 = 2.5$$

Le nombre des bermes

$$N = H_b/15 = 2 \quad \text{donc nombre de bermes est deux.}$$

5/ Calcul de diamètre de la conduite ϕ

$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2gh} \Rightarrow S = \frac{Q_{vf}}{\mu \sqrt{2gh}}$$

Sachant que h : c'est la charge disponible entre le (NNR) et l'aval (m)

$$NNR = 55m$$

N_{aval} correspond à la cote du fond

$$H = 55 - m = 55 - 24.44 = 30.56m$$

$$S = 2.20m \text{ d'où } D = 1.67m = 1700mm$$

Correction de coefficient de débit

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi}} = \frac{1}{\sqrt{1 + (1.15 + 0.58)}}$$

$$S = 2.34 \text{ m}^2 \text{ d'où } D = 1.72 = 1750 \text{ m}$$

6/ Calcul de débit d'infiltration

$$Q = q \cdot B \quad Q = k \cdot I_{moy} \cdot T \cdot B \quad \text{avec } I_{moy} = H/3$$

$$Q = 30.15 \text{ m}^3/\text{s}$$

Références bibliographiques

- [1] Alp Géorisques, (2004), les ruptures de barrages, document d'information édité par le ministère de l'écologie et du développement durable.
- [2] Belokonev.E, 1981. Barrages En Matériaux Locaux. Institut d'hydrotechnique et de bonification, TIPASA ,1981. 261 p
- [3] Bécue, J., Degoutte, G., & Lautrin, D. (1997). Choix du site et du type de barrage. *Petits barrages: recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi*, DEGOUTTE G., 17-22.
- [4] Bosa, S., & Petti, M. (2013). A numerical model of the wave that overtopped the Vajont dam in 1963. *Water resources management*, 27(6), 1763-1779.
- [5] Bureau d'Étude Technique et de Contrôle des Grands Barrages (BETCGB) (2005) – Ministère de l'Économie, des Finances et de l'Industrie – Guide pour le contrôle des barrages en exploitation.
- [6] CFGB. (2012), leçon de l'histoire, comité français des barrages et réservoir
- [7] Duffaut, P. (2010). Malpasset, la seule rupture totale d'un barrage-voûte. *Revue française de Géotechnique*, 131-132, 5-18.
- [8] Goubet, A. (1979). Risques associés aux barrages. *La Houille Blanche*, 8, 475-490.
- [9] 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*.
- [10] M.K.Mihoubi (2001), polycopié de cours d'ouvrages hydrotechniques, ENSH, Blida
- [11] Molyneux, J. D., Zhou, J., Bradshaw, J., & Hogan, D. J. (2013). New passages in old dams. *Dams and Reservoirs*, 23(2), 70-77.
- [12] Ouandjeli, A. (2018). *Etanchéisation d'un barrage (barrage de Souk Tleta sur l'oued de Bougdoura)*.
- [13]Touaibia, B. (2004) Manuel Pratique d'Hydrologie, Alger, 551 page