

Ecole Polytechnique de Thiès

Département : Génie Civil

man p²

PROJET ~~GAL~~ 0408
DE
FIN D'ETUDES

Titre : Barrage en terre
sur sol mou

Auteur : Koussaynobo DIEDHIOU

Directeur : Dr. Victor CIUBOTARIU

Juin 1982



école polytechnique
de thiès

Remerciements

Je remercie vivement Monsieur Ciubotariu pour le soutien constant, qu'il m'a cessé de m'apporter malgré son calendrier très chargé et pour la documentation variée qu'il mettait à ma disposition.

Mes remerciements s'adressent aux autorités de la SODAGRI (Société de Développement Agricole et Industriel du Sénégal) pour la documentation et les audiences, qu'elles m'accordaient.

Je n'oublierai pas les autorités de la DAR (Direction des Aménagements Ruraux) de la SOMIVAC (Société pour la Mise en Valeur de la Casamance) qui avaient bien voulu mettre tous les moyens à notre disposition (mes collègues, et moi) pour assurer une très bonne réussite à notre visite technique en Casamance.

Je remercie Monsieur Chérif Oumar Diagne Responsable de la Bibliothèque de l'E.P.T. pour avoir toujours accepté de parcourir avec moi la bibliothèque pour chercher la documentation nécessaire.

Je remercie sans distinction tous ceux qui de près ou de loin, m'ont apporté leur soutien moral ou matériel pendant l'élaboration de ce document.

SOMMAIRE

Depuis une dizaine d'années, les pays du Sahel traversent une sécheresse persistante. La nappe phréatique continue à baisser et le besoin en eau douce se fait de plus en plus sentir. Beaucoup de marigots traversent la Région Sud du Sénégal. Ces marigots viennent soit du Fleuve Casamance, soit du Fleuve Gambie, ou soit, des innombrables fleuves qui traversent la République de la Guinée Bissau. Malheureusement, ces marigots ne contiennent pas pour la plupart, l'eau cherchée pour la consommation et l'agriculture. Le Gouvernement du Sénégal, conscient de ce problème, a lancé une vaste opération de construction de barrages: Diama et Manantali, au Nord, dans le cadre de l'Organisation pour la Mise en Valeur du Fleuve Sénégal (O.M.V.S.), projets de barrages sur le Fleuve Gambie, au centre, dans le cadre de l'O.M.V.G. (Organisation pour la Mise en Valeur du Fleuve Gambie) et les barrages anti-sels en Casamance (Guidel en est un exemple). Ces derniers barrages demandent une attention particulière à cause de leur objectif double:

- empêcher la remontée du sel
- retenir une quantité suffisante d'eau douce

En plus, ils doivent pour la plupart être bâtis sur du sol de fondation mou (généralement, du sol de mangrove)

Le but de notre étude est de concevoir un barrage-fermeture anti-sel sur sol mou en Casamance: un barrage homogène muni d'un drain-cheminée prolongé d'un tapis drainant aval pour une tête d'eau de cinq (5) mètres. Le sol de fondation est un sol de mangrove mou sur

TABLE DES MATIERES

Dédicace	i
Remerciements	ii
Sommaire	iii
INTRODUCTION	1
CHAPITRE I.	1
GEOMETRIE DU BARRAGE	7
1.1. LES PENTES DE TALUS	7
1.2. LA REVANCHE	11
1.2.1. Détermination du fetch effectif	11
1.2.2. Calcul de la surelevation due au vent	16
1.2.3. Détermination de la hauteur de la vague	18
1.2.4. Calcul de la revanche	20
1.3. LARGEUR ET LONGUEUR EN CRETE	21
1.4. DIMENSIONNEMENT DU DRAIN	22
CHAPITRE II	
ETUDE DE STABILITE	28
2.1 INTRODUCTION	28
2.2 HYPOTHESE DE CONSTRUCTION	32

2.3. HYPOTHESE DE SERVICE	34
2.3.1. Facteurs de sécurité	34
2.3.2. Débit de percolation et gradient de sortie	35
2.4. VIDANGE RAPIDE	39
2.5. CALCUL DU TASSEMENT	41

CHAPITRE III

METHODES DE CONSTRUCTION 44

3.1 INTRODUCTION	44
3.2 RAPPEL DES PRINCIPALES METHODES DE CONSTRUCTION	45
3.2.1 La charge est supportée par le sol	45
3.2.2 Remplacement total ou partiel du sol compressible	45
3.3. CAS DU LE SOL DE FONDATION SUPPORTE LES CHARGES	46
3.3.1 Remblai muni d'une hauteur supplémentaire pour compenser le tassement	46
3.3.2. Construction du remblai par étapes	48
3.3.3. Utilisation des surcharges temporaires	49
3.3.4. Augmentation de la vitesse de consolidation par des drains verticaux	50
3.3.5. Utilisation des banquettes latérales	50
3.3.6. Méthode envisagée	51
3.4. CHOIX DES ENJINS DE COMPACTAGE	52

CHAPITRE IV

PROTECTION DES TALUS 54

4.1. RAPPEL DES TECHNIQUES DE PROTECTION 54

4.2. DIMENSIONNEMENT DU PERRE DEVERSE 58

CONCLUSION 64

BIBLIOGRAPHIE 67

ANNEXES 71

INTRODUCTION

La Casamance est la région la plus pluvieuse du Sénégal. A l'intérieur de la région, la Basse et la Moyenne Casamance enregistrent les précipitations les plus élevées: il s'agit des départements de Bignona, Oussouye, Sédhiou et Ziguinchor. Par exemple à Ziguinchor et à Sédhiou sur cinquante (50) années d'observation, les moyennes annuelles des précipitations sont respectivement 1557 mm et 1370 mm. A Bignona cette moyenne est de 1292 mm pour vingt quatre (24) années d'observation. Le tableau B.1. de l'annexe B donne les hauteurs moyennes en millimètres et dixièmes et le nombre moyen de jours de pluie de certaines villes de la Casamance pour une période d'observation de dix (10) ans (de 1949 à 1958). On remarque que les résultats les plus élevés sont enregistrés à Oussouye (1787.3 mm pour 94.2 jours de pluie) et à Ziguinchor (1615.5 mm pour 100.7 jours de pluie). Les normales des précipitations enregistrées entre 1931 et 1960 sont les suivantes:

Oussouye	1734.7 mm
Sédhiou	1378.5 mm
Ziguinchor	1547.0 mm

pour un nombre moyen de jours de:

Oussouye	87.4 jours
Sédhiou	72.0 jours
Ziguinchor	93.5 jours.

Le tableau B.2. de l'annexe B donne les variations de précipitations à Bignona en millimètre entre 1965 et 1971.

Malgré la pluviométrie élevée, l'évaporation et l'évapotranspiration sont très fortes. Ceci s'explique par les fortes températures que connaît la région (25°C en moyenne). Le tableau I.1 ci-dessous, donne l'évaporation-piche constatée à Ziguinchor.

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Total annuel (mm)
Total mensuel (mm)	153	144	191	185	175	115	70	56	54	65	84	116	1428
mm par jour	4.9	5.9	6.1	6.2	5.6	3.8	2.3	1.8	1.8	2.1	2.8	3.7	

Tableau I.1 évaporation-piche à Ziguinchor

En amont de Ziguinchor il tombe 1.42 m d'eau en moyenne sur 810 km² d'eaux libres, de marécages sans perte par infiltration. L'apport des marées est de 100 x 10⁶ m³ par marée montante. L'évaporation et l'évapotranspiration prennent en moyenne 5 mm par jour. L'évaporation moyenne annuelle est de 1478 mm à Ziguinchor et de 1895 mm à Kolda.

Le Fleuve Casamance est un bras de mer. Beaucoup de marigots se raccordent à lui, dont son affluent principal le Soungrougrou dans le Département de Sédhiou. La Basse Casamance baigne dans ces nombreux marigots. Malheureusement pendant presque toute l'année les eaux du Fleuve Casamance et des marigots sont salées. En saison des pluies, ces eaux peuvent être totalement dessalées. La remontée des eaux salées est néfaste pour les cultures. Les sols de mangroves, constituent principalement les berges et les lits de ces marigots.

La mangrove est une formation végétale caractéristique des régions littorales de la zone tropicale où

les palétuviers se soutiennent, dans la vase par d'innombrables racines - échasses. Les mangroves sont fixées sur des sols exagérément salés et soumis au jeu régulier des marées. La limite atteinte par une marée (de coefficient donné (ou amplitude) est fonction de la pente du terrain et de la rugosité du substratum. Les courants sont rapidement freinés et n'ont pas d'influence sur la mangrove. Les sols de mangroves sont généralement constitués de vases sur une épaisseur importante. Voici en exemples quelques renseignements tirés de : étude économique et technique du barrage de Kamobeul volume III. Hydrogéologie - géotechnique, rapport.

- extraits de la coupe du sondage n°1

de 0 à 3 m : vase sableuse fluante, gris foncé

3 à 5 m : sable fin, vaseux, gris.

5 à 15 m : vase sableuse grise à passées + sableuses.

15 à 20 m : argile sableuse compacte, grise à beige

- Le forage d'Aurouye a recoupé :

de 0 à 12 m : argile plastique rouge et grise avec modules de latérite entre 9 et 10 m

- Puits de Kadjinol

de 0 à 11 m : argile ± sableuse avec concrétions ferrugineuses sur les 2 m inférieurs

- Puits de Niambalang

de 0 à 6.60 m : argile sableuse panachée, faciès "nougat"

Les projets de barrages sont nombreux en Casamance.

- le barrage de Guidel (figure 1 à l.6 annexe C).
Les travaux sont terminés. Le sol de fondation est un sol de mangrove. Le matériau de remblai est du sable argileux avec revêtement d'argile sur le talus aval (figure 3 annexe C). Les caractéristiques du sable de la digue sont:

$$\gamma_d = 1.957$$

$$\gamma_h = 2.095$$

$$w = 7.0\%$$

Les digues de raccordement à la Route du Sud sont en latérites et reposent sur un tapis de géotextile. Les caractéristiques de ces latérites sont:

$$\gamma_d = 2.08$$

$$\gamma_h = 2.248$$

$$w = 8.0\%$$

Les talus sont protégés par des sacs de sol-ciment dans le rapport 8/1 respectivement en poids (figure 5 annexe C). Les enrochements de la latérite reposent directement sur des lattes d'Azobé (figure 6 annexe C). Les lattes d'Azobé résistent bien contre le sel. Leur effet est d'empêcher aux enrochements de s'enfoncer.

Le barrage de Guidel est muni d'une écluse qui sert de régulateur de débit et de système d'évacuation (figure 2 annexe C).

Pourtant le coût excessif (environ 700 millions de CFA) pouvait être évité en bâtissant le barrage à l'aval du pont et utiliser

la route du Sud, comme digue principale à la place du grand contour actuel (figure C.1 annexe C). Ce type de construction directe a été utilisé par les Chinois à Dianio (figures C.7 et C.8 annexe C).

- le barrage de Dianki, construit par les paysans avec le concours de la SOMIVAC pour la construction du déversoir (figures C.9 et C.10 annexe C).

- le barrage de Bignona est en étude

- les études du barrage de Kamobeul se terminent théoriquement en juin 1982.

- le barrage sur le Soungrougrou est en étude

- les travaux des barrages sur la Kayanga vont démarrer incessamment dans le cadre de l'Aménagement du Bassin de l'Anambé en Haute Casamance par la SODAGRI (société de Développement Agricole et Industriel du Sénégal)

- le barrage d'Affiniam est en étude.

- les barrages construits par les paysans eux-mêmes.

Nous citerons en exemple les barrages de Boudouck (figures C.11 et C.12 annexe C), de Djinani en construction (figures 13 à C.20 annexe C) et d'autres barrages que

les paysans de la Basse Casamance. Les paysans casamançais ont commencé très tôt, à lutter contre la remontée de la langue salée. C'est ainsi qu'à

Kalrouse dans le Département d'Oussouye, des techniques traditionnelles d'évacuation automatique de crues sur buses en tronc de roncier sont élaborées.

Signalons enfin que les paysans de la Basse-Casamance connaissent bien les sols de mangroves et leurs conseils peuvent être de longue portée malgré leur manque d'instruction.

Les calculs sont faits à la main. On sait qu'il existe actuellement des programmes de calcul de facteurs de sécurité. L'ordinateur fait un balayage complet du barrage et détermine le facteur de sécurité minimal donc le cercle critique.

CHAPITRE PREMIER

GEOMETRIE DU BARRAGE

1.1. LES PENTES DE TALUS

Le barrage est homogène et symétrique, la pente sera la même pour les talus amont et aval. Le comportement de l'ouvrage pendant la construction et à l'exploitation et l'état du sol de fondation sont des facteurs déterminants dans le choix des pentes de talus. Nous savons que la stabilité d'un barrage peut être compromise :

- par la capacité portante insuffisante du sol de fondation. En effet le sol de fondation est constitué d'une épaisse couche de sol de mangrove (6m). La vase est souvent très importante. Le temps de consolidation est généralement très supérieur à la durée de construction de l'ouvrage. Les temps de consolidation des sols de mangrove dépassent généralement la cinquantaine d'années (80 ans) pour le tronçon Ziguinchor-Tobon). La cohésion non drainée de ces sols argileux ne peut pas équilibrer les efforts de cisaillement transmis par la digue même de faible hauteur.

- par les pressions interstitielles qui se développent dans le corps de la digue.

Plusieurs solutions sont proposées pour la construction d'une telle digue :

1) - découper entièrement la zone de fondation

L'état du sol de mangrove, demande des investissements énormes. L'épaisseur de la couche est importante et elle est généralement saturée.

2) - construction du corps de la digue par étapes

La dissipation complète des pressions interstitielles est lente. Le sol de fondation se consolide très très lentement et vouloir attendre la fin de cette consolidation de la vase pour poursuivre les travaux de construction revient tout simplement à oublier un tel barrage. Les eaux de pluie peuvent lessiver les pentes du barrage en construction. D'ailleurs en raison des pluies les conditions de travail sont pénibles.

3) - consolidation du sol de fondation accélérée au moyen de :

- drains verticaux constitués de puits de sable
- consolidation dynamique des vases à l'explosif

On réalise des pieux sableux à l'intérieur du sol cohérent par création des cavités verticales de grand diamètre qui se remplissent simultanément de sable (figure I-1)

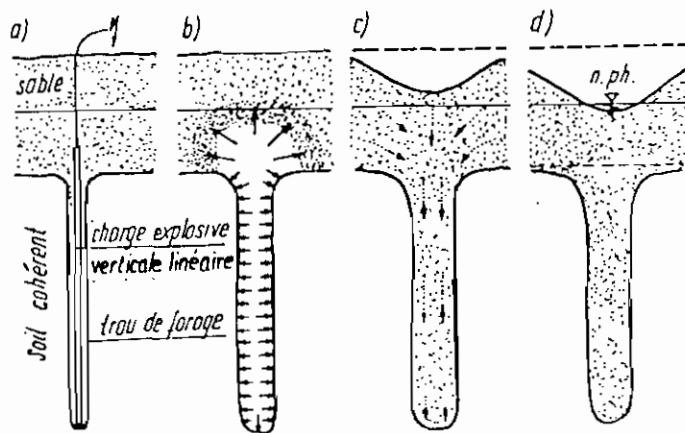


FIG. 1-1. — Phases de formation d'un pieu sableux au moyen d'explosif en milieu cohérent.

- vibroflottation et colonnes ballastées.

La vibroflottation consiste à enfoncer un tube dans le sol, à l'aide d'eau sous pression; l'eau facilite la descente du tube, car elle diminue la rigidité de la structure granulaire. Elle est très efficace en milieu pulvérulent et totalement inefficace en milieu cohérent. Donc, dans notre cas, la vibroflottation n'est même pas envisageable.

Dans les milieux cohérents, on utilise les colonnes ballastées. L'opération, consiste à descendre rapidement le vibreur jusqu'au bas de la couche à traiter en ménageant par un lavage intensif une cavité continue au sein du milieu cohérent. On introduit alors un matériau pulvérulent dans l'espace annulaire ainsi créé entre le vibreur et la paroi du forage, qui est tenue en place grâce à la surpression de l'eau; ce matériau chemine progressivement jusqu'à la pointe du vibreur, où s'effectue le compactage (figure 1.2)

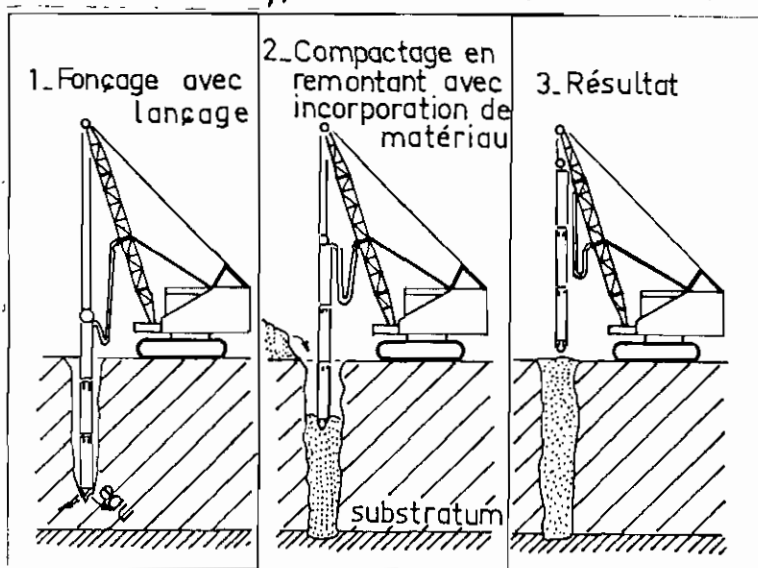


FIG. 1-2— Processus d'exécution des colonnes ballastées.

- Consolidation dynamique de Ménard.

La technique s'est développée à partir de 1970 sous l'impulsion de Louis Ménard.

Le principe de base consiste à transmettre des chocs de forte énergie à la surface d'un sol initialement compressible et de faible portance, afin d'en améliorer en profondeur les caractéristiques mécaniques. Il s'agit de laisser tomber en chute libre d'une hauteur de l'ordre de 15 à 20 m, une masse de 10 à 30 tonnes sur les nœuds d'un réseau d'impact défini en fonction du site à traiter et de l'ouvrage futur.

Ces méthodes nécessitent des investissements énormes. Il ne serait pas avantageux de les utiliser dans les chantiers de petits gabarits, comme la construction d'un petit ouvrage, du fait de la lourdeur, du coût des moyens à mettre en œuvre.

4) adoucissement des pentes des talus.

Les pentes faibles des talus augmentent le volume de remblai à mettre en place. Mais les pentes douces contribuent à soulager la faible capacité portante du sol de fondation. Les pentes des talus d'un barrage homogène construit à partir d'un sol argileux sont relativement faibles. Les barrages en terre construits jusqu'à présent, ont une pente comprise entre 1/2.75 et 1/3.50. Les calculs de stabilité nous ont permis d'adopter une pente pour les deux talus de 1/4.0 (calcul de stabilité: voir chapitre II plus loin). Cette pente justifie les conditions sévères du sol de fondation. A Guidel par exemple des pentes de 1/8.0 ont été adoptées.

1.2. LA REVANCHE

La revanche est la distance verticale entre la crête du barrage et le niveau des hautes eaux (niveau maximum).

La fonction de la revanche est de prévenir le débordement au-dessus de la crête du barrage suite aux rehaussements du niveau du réservoir causés par les crues ou par les vagues générées par les vents de dimensionnement choisis. La conception de la revanche et de la protection des pentes repose sur la surélévation due aux vents ou de la houle développée par ces vents, la hauteur et le déferlement de la vague sont toutes fonction de la vitesse du vent.

La revanche est égale à la somme de la surélévation du plan d'eau due au vent et de la hauteur de déferlement de la vague égale à 1.25 fois la hauteur de la vague de dimensionnement correspondant à la vitesse du vent choisie pour la conception.

1.2.1. Détermination du fetch effectif.

Le fetch est la zone dans laquelle le vent souffle dans une direction constante et avec une vitesse constante.

En général, dans la zone considérée (Casamance) les vents sont assez faibles. Leurs vitesses dépassent rarement 4 m/sec (14.4 km/h)

La vitesse des grands orages, atteint rarement 100 km/h avec des possibilités de retour de plusieurs dizaines d'années voire des centaines. Le vent au sol est faible en général, secteur W (ouest) tournant à NW (Nord Ouest) ou SW (sud Ouest) sous l'effet des brises, lors du passage d'un grand coup de vent d'ENE (Est Nord Est) pouvant atteindre 40 nœuds.

Il s'agit là de Ziguinchor. Cette phrase a été tirée de "Le Climat au Sénégal Données Statistiques CDD 551-582-2(663) juillet Dakar". Tenant compte de tous ces facteurs nous sommes amenés à croire qu'une vitesse de design de 80 km/h est fort raisonnable. Le barrage s'adressant à un cadre très général nous considérons des hypothèses qui se rapprochent le plus possible de la réalité. Nous considérons un réservoir fictif pour notre retenue. Sa pente est de 1.0 m / 10000 m (c'est à dire 1m de tête pour 10000 m de longueur du Lassin en s'éloignant vers l'amont). La hauteur de couronnement de la retenue au niveau du barrage est de 5.0 m. A 5000 m à l'amont le niveau sera très bas et l'effet du vent y sera négligeable.

Procédure pour la détermination du fetch.

On prend habituellement un secteur de 90° à partir de la direction des vents dominants. On divise les 90° en deux parties égales (45° de part et d'autre). On trace des rayons à 6° les uns des autres jusqu'à 42°. Ces rayons ont une origine commune.

a) on détermine l'efficacité de chaque segment : c'est la projection de ce segment sur le rayon central (direction des vents prédominants).

b) On détermine l'efficacité du vent: c'est le cosinus de l'angle formé par le rayon central et le segment considéré.

c) On détermine l'efficacité de ce segment qui est le produit des deux valeurs obtenues en a) et b)

d) On détermine l'efficacité totale de la zone: c'est la somme des produits obtenus en c)

e) On fait la somme des valeurs absolues des cosinus obtenus en b).

f) On divise la valeur trouvée en d) par celle trouvée en e).

Cette dernière valeur ramenée à l'échelle donne le fetch effectif cherché.

La page suivante est une représentation de cette procédure. Nous avons considéré un rayon central de 5000 mètres. L'échelle considérée est de 175 mm pour 5000 m (figure 1.3). A la page 15 on effectue le calcul du fetch effectif (tableau 1.1).

Pour trouver un fetch effectif de 3000 m (3 km) remarquons que pour le barrage de Niandouba sur la Kayanza en Haute Casamance (Vélingara) un fetch effectif analogue a été utilisé pour le calcul de la revanche.

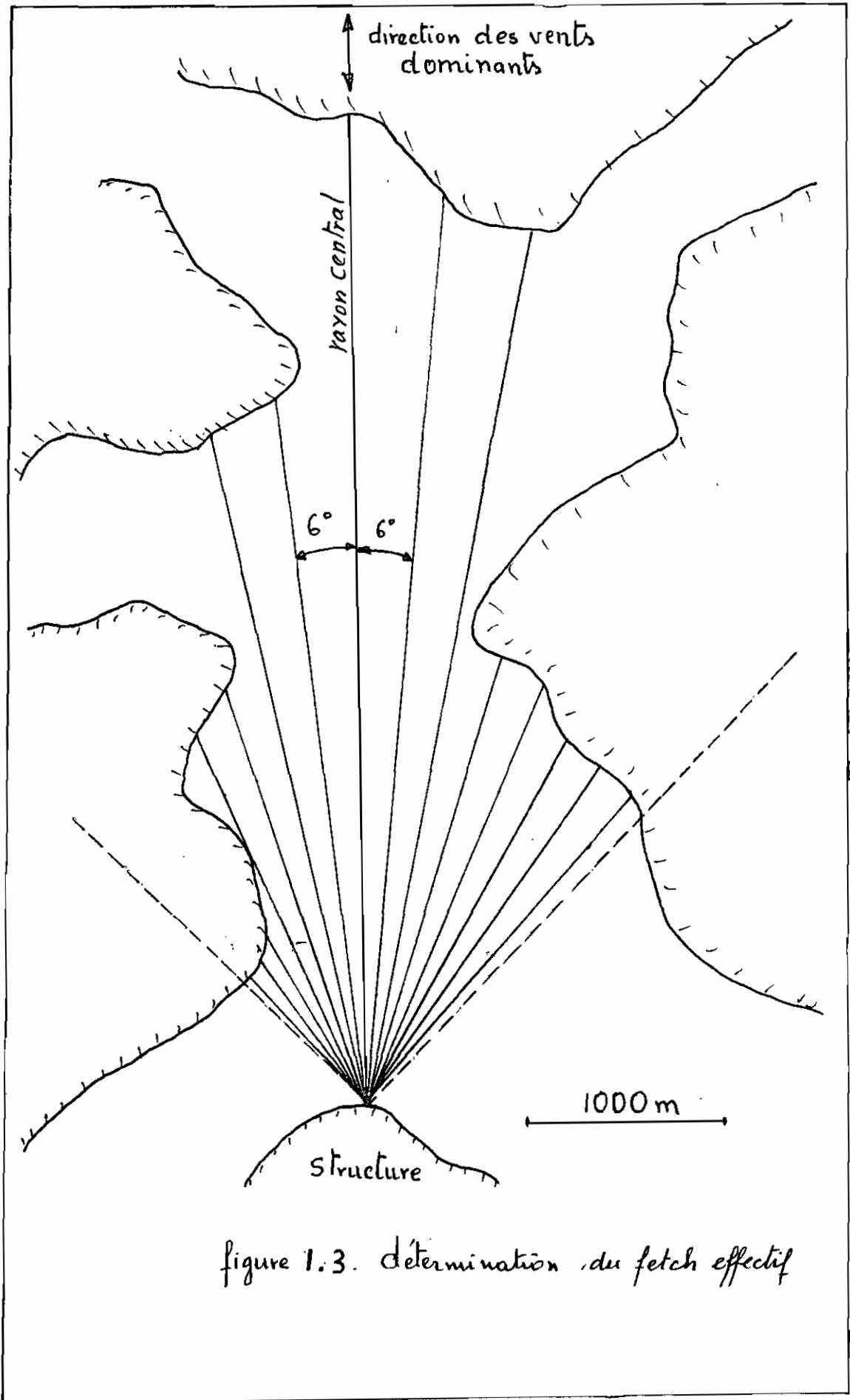


figure 1.3. détermination du fetch effectif

d	$\cos d$	X_i (mm)	$X_i \cos d$ (mm)
42	0.743	32	23.776
36	0.809	38	30.742
30	0.866	73	63.218
24	0.914	77	70.378
18	0.951	120	114.120
12	0.978	124	121.272
6	0.995	129	128.355
0	1.000	175	175.000
6	0.995	166	165.170
12	0.978	158	145.044
18	0.951	84	79.884
24	0.914	83	75.862
30	0.866	81	70.146
36	0.809	76	61.484
42	0.743	74	54.982
Total	13.512		1379.433

Tableau 1.1. détermination du fetch effectif.

$$F_{eff} = \frac{1379.433}{13.512} = 102.089 \text{ mm}$$

$$F_{eff} = 102.089 \times \frac{5000}{175} = 2916828.57 \text{ mm} \\ = 2.917 \text{ km}$$

On considère donc un fetch effectif de 3.0 km

1.2.2. Calcul de la surélévation du plan d'eau due au vent.

L'eau entraînée par le vent se soulève quand elle rencontre un obstacle. Cette surélévation notée S est donnée par la formule suivante :

$$S = K \frac{V^2}{D} F N \cos \theta$$

S = surélévation (pi)

V = vitesse du vent en (m.p.h)

F = fetch (milles)

D = profondeur moyenne le long de l'aire de fetch général (pi). En général on prend $D = \frac{2}{3} H$

H = profondeur maximale du réservoir

N = coefficient qui dépend de la configuration et de l'hydrographie du réservoir (en général, cette valeur vaut l'unité (1.0)).

θ = angle entre la direction du vent et celle du fetch (angle d'incidence des vagues). Pour la plupart des réservoirs, on prend $\cos \theta = 1.0$

K = constante dimensionnelle ayant rapport avec la contrainte de cisaillement (en général on prend $K = 1.0$). Mais si S est en pieds, V en m.p.h, F en mille terrestre alors $K = 1/1400$. La formule de S devient alors

$$S = \frac{1}{1400 D} V^2 F$$

Pour la détermination de S , on prend $F = 2 F_{\text{eff}}$, c'est-à-dire deux fois le fetch effectif.

Application numérique.

$$H = 5.0 \text{ m} = 16.404 \text{ pi}$$

$$D = \frac{2}{3} H = 10.936 \text{ pi}$$

$$F = 2 \times F_{eff} = 2 \times 3000 = 6000 \text{ mètres}$$

$$F = 6 \text{ Km}$$

$$1 \text{ mille} = 1.6093 \text{ Km.}$$

$$F = 3.7284 \text{ milles.}$$

$$V = 80 \text{ Km/h} = 49.712 \text{ m.p.h.}$$

$$S = \frac{1}{1400 \times 10.936} \times (49.712)^2 \times 3.7284$$

$$= 0.6018 \text{ pi.} \approx 0.602 \text{ pi}$$

$$= 0.1835 \text{ m}$$

On prendra alors $S = 0.20 \text{ m.}$

fig.

1.2.3. Détermination de la hauteur de la vague.

La vague significative est une vague fictive qui a pour hauteur la moyenne des hauteurs du premier tiers des plus hautes vagues d'un groupe.

La hauteur de conception de la vague dépasse celle de la vague significative. Sa valeur maximale varie de $1.78 H_s$ à $1.87 H_s$ (H_s est la hauteur de la vague significative) dépendamment de la fréquence des vagues. Généralement on adopte une hauteur de conception (H_0) égale à 1.25 fois la hauteur de la vague significative. Cette hauteur de conception est aussi la hauteur de déferlement de la vague. Pour fins de calcul nous supposons que la hauteur de la vague significative est celle donnée par la vitesse de design du vent (80 km/h) et du fetch effectif ($F_{eff} = 3.0 \text{ km}$).

Plusieurs formules peuvent être utilisées pour le calcul de la hauteur de la vague (h). Ces formules sont empiriques.

a) système impérial:

. Molitor.

$$h = 0.17 \sqrt{VD} \quad D > 20 \text{ milles}$$

$$h = 0.17 \sqrt{VD} + 2.5 - \sqrt{D} \quad D < 20 \text{ milles}$$

ici $D = H$ (niveau d'eau dans le bassin)

. Wolf.

$$h = (0.0335 V - 0.28) \sqrt{D}$$

. W.P. Creager

$$h = \frac{1}{C} D^{0.37} V^{0.48}$$

$D=H$: hauteur d'eau dans le bassin (pi)

h : hauteur de la vague (pi)

v : vitesse du vent en m.p.h.

C = constante

b) système international

. Stevenson

$$h = 0.75 + 0.34 \underline{F}^{0.5} - 0.26 F^{0.25}$$

. Molitor

$$h = 0.75 + 0.032 (\underline{VF})^{0.5} - 0.27 F^{0.25}$$

. Creager-Justin

$$h = 0.054 V^{0.48} F^{0.37}$$

. Kalal

$$h = 0.008 V^{5/6} (F^{0.5} + F^{0.25})$$

h : hauteur de la vague (m)

F : fetch effectif (km)

V : vitesse du vent (km/h)

On considère ces dernières formules pour le calcul de h .

Application numérique

$$V = 80 \text{ km/h}$$

$$F = 3.0 \text{ km.}$$

Stevenson $h = 0.997 \text{ m}$

Molitor $h = 0.890 \text{ m}$

Creager-Justin $h = 0.664 \text{ m}$

Kalal $h = 0.940 \text{ m.}$

On prend, comme hauteur de la vague, la valeur donnée par Stevenson puisqu'elle est la plus élevée

et nous serons du côté sécuritaire.

$$h = 0.997 \text{ m.} = H_s.$$

1.2.4 Calcul de la revanche

$$r = S + H_D$$

on a vu que H_D (hauteur de déferlement) est égale à 1.25 fois la hauteur de la vague significative H_s .

$$\begin{aligned} \text{donc nous avons } H_D &= 1.25 \times 0.997 \\ &= 1.246 \text{ m.} \end{aligned}$$

$$H_D \leq 0.78 H$$

$$\leq 0.78 \times 5.0 = 3.90 \text{ m.}$$

$$1.246 < 3.90 \quad \text{o.k.}$$

$$S = 0.20 \text{ m.}$$

$$r = 0.20 + 1.246$$

$$= 1.446 \text{ m}$$

Plus prenons une revanche r de 1.50 m et nous serons toujours \therefore du côté sécuritaire. Si on connaît le manque de vagues dans la zone d'étude, on dirait que cette revanche est exagérée. Mais il n'en est pas question puisque les tassements du sol y sont très importants.

Remarquons qu'une autre façon de calculer la hauteur de la vague est la formule proposée par Molitor et qui tient compte de la longueur d'onde L de la vague.

$$\frac{L}{h} = \frac{840}{\sqrt{v}}$$

h et v sont les mêmes que précédemment.

La hauteur structurale du barrage sera donc de 6.50 m.

1.3. LARGEUR ET LONGUEUR EN CRÊTE.

Généralement, on admet des largeurs en crête minimales de 7.50 m. Nous prenons une largeur en crête de 8.0 m pour faciliter les déplacements des engins de construction quand on érige l'ouvrage. La crête pourra servir de routes aux camionnettes qui se chargent de l'évacuation des denrées alimentaires si la zone est enclavée et pour des périodes bien limitées de l'année. La longueur en crête se déduit géométriquement. Elle est égale à 60.0 m.

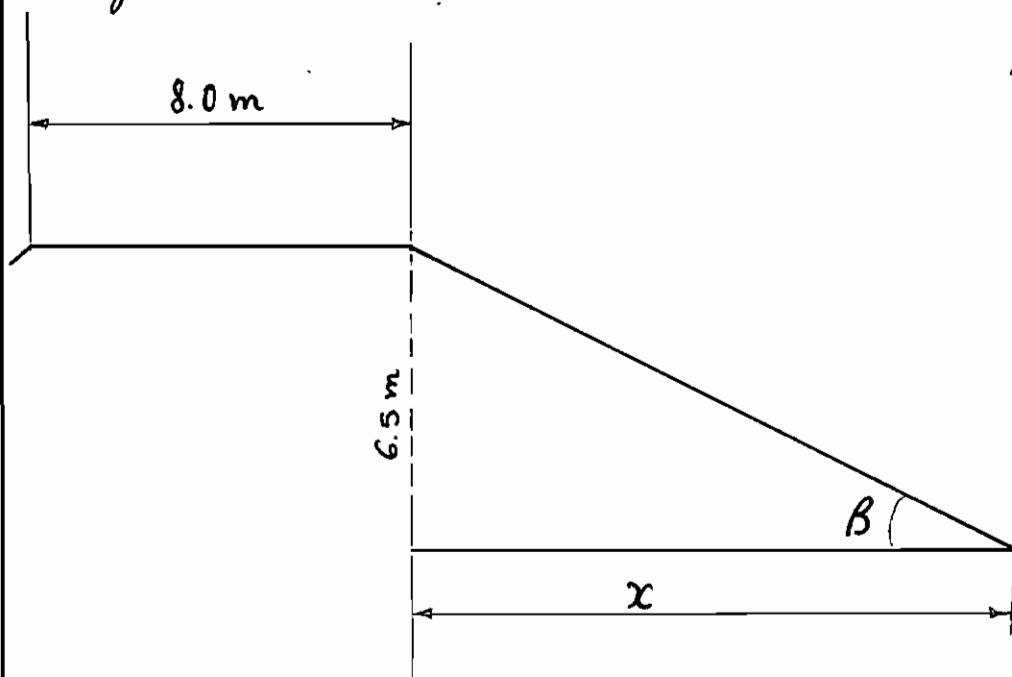


figure 1.4 Largeur et longueur en crête.

$$x = \frac{6.5}{1/4} = 26.0 \text{ m.}$$

$$\text{Longueur en crête} = 8.0 \text{ m} + 2 \times 26.0 \text{ m} = 60.0 \text{ m.}$$

1.4. DIMENSIONNEMENT DU DRAIN

Les matériaux des zones des drains et de transition doivent être conformes aux spécifications de manière à empêcher toute migration d'importance des particules du sol des zones adjacentes et à permettre en même temps à l'eau de circuler plus facilement. La zone grossière doit être suffisamment perméable (généralement 100 à 200 fois plus perméable) par rapport à la zone protégée. Le but cherché est de réduire les faces d'écoulement, capter et éliminer toute l'eau de percolation, les eaux de pluie infiltrées, empêcher la migration des particules fines du sol. Les matériaux sont des sables et des graviers qui respectent les critères de filtre de Terzaghi:

- filtre plus perméable que le sol qu'il protège

$$\frac{D_{15}(\text{filtre})}{D_{15}(\text{sol})} \geq 5 @ 40$$

- empêcher la migration

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

où D_{15} et D_{85} sont les dimensions des particules correspondant aux pourcents "cumulatifs en poids des particules passant" égaux respectivement à 15 et 85%

- La courbe de distribution granulométrique du filtre devra avoir sensiblement la même forme que la courbe granulométrique du sol à protéger.

- Le pourcentage des particules fines passant le tamis 0.08mm, devra être inférieur à 5%, particules non cohésives.

- La dimension maximale des particules du filtre doit être de 8cm

- les filtres doivent être bien distribués pour enrayer la migration du sol :

$$\frac{D_{50}(\text{filtre})}{D_{50}(\text{sol})} = 5 @ 10$$

- Les argiles sont moins susceptibles au pompage que les sols non cohésifs. Donc pour la protection des argiles, les critères sont moins sévères et on a :

$$\frac{D_{15}(\text{filtre})}{D_{85}(\text{sol})} \geq 10$$

Pour les drains horizontaux nous avons :

. drain homogène

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

. drain composé, graduel, constitué de deux ou plusieurs couches de matériaux différents : chaque couche successive doit remplir le critère.

$$\frac{D_{15}(\text{filtre})}{D_{85}(\text{sol de la couche précédente})} \leq 5$$



école polytechnique
de triers

Une couche très perméable est incluse entre les couches supérieures et inférieures du filtre avec une

dimension maximale des particules ne dépassant pas 2.5 cm ou 5.0 cm

L'épaisseur minimum du drain horizontal devra être celle qui peut être construite sans le développement des vides ou des zones de ségrégation.

Le minimum théorique est de :

: 0.15 m pour le sable

: 0.30 m pour le gravier.

Sur les chantiers de projet, l'épaisseur est généralement de 1.50 m - progressif. C'est cette valeur que nous considérons pour la partie horizontale de notre drain. Cette épaisseur s'agrandit au fur et à mesure que la cheminée pointe vers la crête pour y atteindre 3.50 m. Les pentes du drain-cheminée sont de 0.4 : 1 pour le côté amont et 0.5 : 1 pour le côté aval. La partie horizontale du drain est un drain composé-graduel formé de trois couches :

- une couche de sable à la base et au dessus (0.30 m)
- une couche de graviers au centre (0.90 m).

La cheminée doit être composée d'un mélange de sable et de graviers. Les couches du drain doivent remplir les critères énoncés plus haut.

Il est souhaitable d'éviter l'emploi exclusif de sable pour les zones de filtre car ces matériaux sont relativement vulnérables au lavage et à l'entraînement vers les poches des matériaux plus grossiers.

Pour des questions pratiques de calcul nous considérons un même poids volumique pour les matériaux du drain (1.90 t/m^3).

Pour une capacité de décharge donnée, l'épaisseur requise de la couche la plus grossière varie inversement avec son coefficient de perméabilité.

Le drain composé, par la présence de sa couche très perméable permet une réduction d'épaisseur importante par rapport à l'épaisseur équivalente d'un drain homogène.

La distribution des dimensions des particules d'une couche filtrante ne doit pas être trop étalée, car il y a tendance à développer la ségrégation, au cours de la mise en place et favoriser les conditions de migration.

Le coût du matériau d'un filtre composé-graduel est moins élevé que le coût d'un drain homogène puisque le coût unitaire du matériau est pratiquement indépendant de la dimension des particules.

La capacité de décharge est aussi plus avantageuse pour un drain composé que pour un drain homogène.

Application

Nous avons considéré des valeurs moyennes pour les dimensions du sable argileux qui constitue le corps de remblai du barrage :

$$D_{15} = 0.01 \text{ mm}$$

$$D_{50} = 0.15 \text{ mm}$$

$$D_{85} = 0.325 \text{ mm.}$$

Ces valeurs ont été obtenues à partir des courbes granulométriques des barrages de Grudel, Kamoboul,

et d'autres projets de digues en terre en moyenne Casamance. Ces barrages et projets de barrages nous serviront de justification aux valeurs numériques que nous utiliserons ou que nous avons déjà utilisées. Les figures A.2 à A.5 annexe A sont des courbes granulométriques tirées des volumes d'études du barrage de Kamobeul.

- pour éviter la migration on doit avoir
 - drain-cheminée

$$\frac{D_{15}(\text{filtre})}{0.30} = 5 \Rightarrow D_{15}(\text{filtre}) = 1.5 \text{ mm pour}$$

le sable et le gravier

- drain horizontal

- sable

$$D_{15}(\text{filtre}) = 1.5 \text{ mm.}$$

- gravier

$$D_{15}(\text{gravier}) = 5 \times D_{85} \text{ du sable précédent à déterminer sur courbe granulométrique}$$

- pour empêcher la migration on doit avoir

$$\frac{D_{50}(\text{filtre})}{0.15} = 5 \text{ à } 10$$

- drain-cheminée

$D_{50}(\text{filtre})$ doit être comprise entre 0.75 mm à 1.50 mm pour le sable et le gravier

- drain horizontal

$D_{50}(\text{sable})$ doit être comprise entre 0.75 mm à 1.50 mm

$D_{50}(\text{gravier})$ doit être comprise entre 3.75 mm à 15 mm.

échelle 30mm = 5m

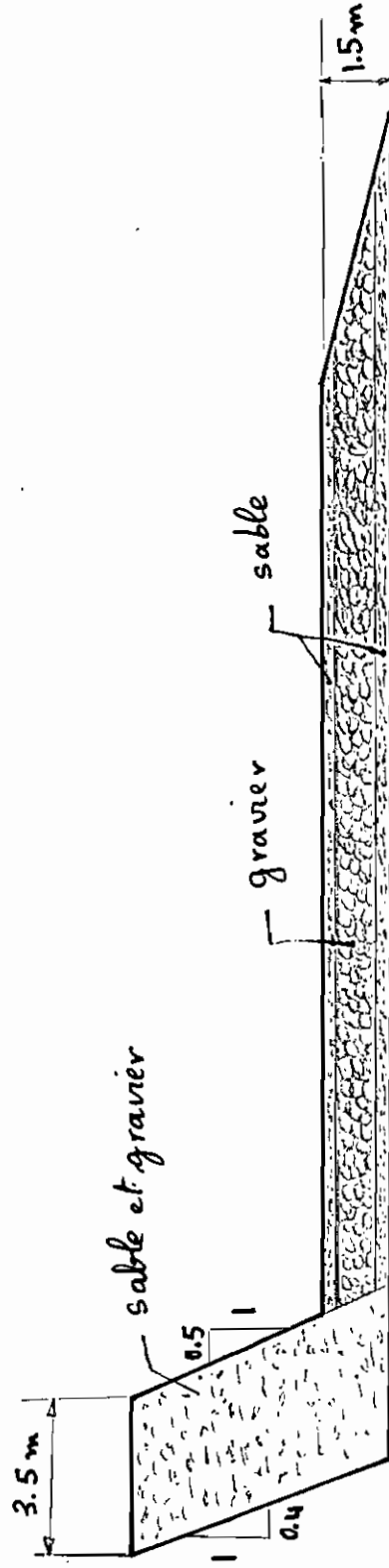


Figure 1.5. Tapis drainant

CHAPITRE II

ETUDE DE STABILITE

2.1 INTRODUCTION

Un sol mou est un sol dont la résistance au cisaillement est assez faible, un sol qui subit des tassements relativement importants sous les poids des ouvrages usuels. C'est un sol qui pose des problèmes de stabilité et de tassement.

Lors de l'édification d'un remblai sur sol mou, on doit éviter non seulement les ruptures (coefficients de sécurité voisins de 1) mais aussi les déformations importantes du sous-sol qui se produisent pour les faibles coefficients de sécurité (inférieurs à 1.4 / 1.5) qui peuvent conduire à des désordres dans le remblai.

L'étude de stabilité d'un remblai sur sol mou vise à définir pour celui-ci un mode de construction qui garantisse à tout moment une valeur suffisante du coefficient de sécurité en sorte que les déformations de l'ouvrage soient compatibles avec le service courant attendu.

La construction d'un remblai sur sol compressible avec une trop faible valeur du coefficient de sécurité (1.2 par exemple) se traduit par des déplacements horizontaux.

Plusieurs méthodes sont utilisées pour l'étude de stabilité d'un barrage en terre. Dans notre étude

nous utilisons la méthode des tranches de Fellenius et de Bishop simplifiée.

Le coefficient de sécurité d'un talus est fonction de sa géométrie, des paramètres intergranulaires c' et ϕ' du sol et des pressions interstitielles qui s'y développent.

La stabilité d'un barrage doit être vérifiée :

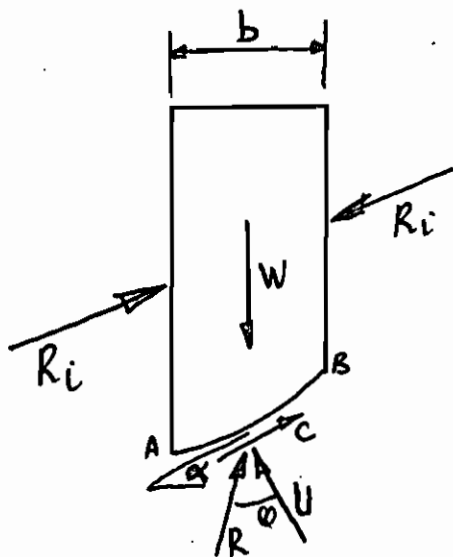
- pendant sa construction et en fin de construction
- pendant les conditions normales d'exploitation
- lors de la vidange rapide.

Les conditions d'exploitation permettent de dimensionner le talus aval et la vidange rapide le talus amont.

Notre barrage est homogène et subit les variations de marées (surtout le talus aval). Il peut avoir une inversion de retenue, comme à Dianki (figure C.10 annexe C). En effet, à Dianki pendant la saison sèche, le bassin amont devient sec et le bassin aval reçoit l'eau des marées.

En plus des conditions citées plus haut, l'eau de pluie peut causer un problème de déstabilisation de l'ouvrage. Mais quand on s'assure une bonne stabilité de service et de vidange rapide, le problème de pluie peut être résolu par une bonne protection des pentes de talus.

Méthodes des tranches



- W = poids de la tranche
 R = réaction du sol
 U = résultante des sous-pressions sur la surface de glissement
 C = force de cohésion

Figure 2.1. Tranche i

Dans le cas d'une pression interstitielle due au compactage

$$U = u \frac{b}{\cos \alpha}$$

u = pression interstitielle moyenne sur l'arc de cercle AB.

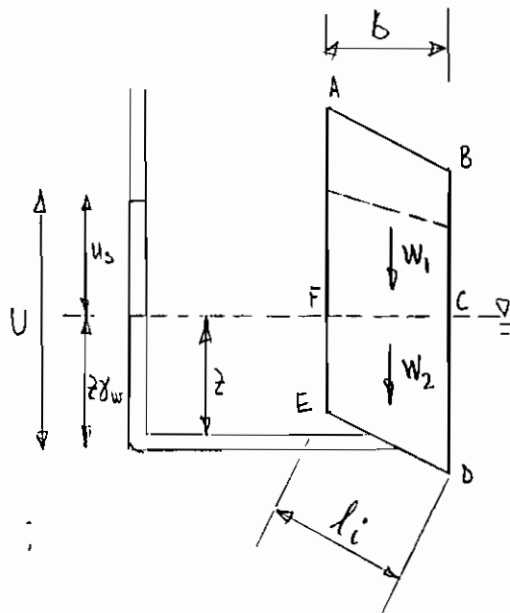
Dans le cas d'un écoulement souterrain U est donné par le réseau d'écoulement.

F étant le facteur de sécurité :

Formule de Fellenius généralisée :

$$F = \frac{\sum c_i l_i + \sum [(W_{1i} + W_{2i}) \cos \alpha - u_i l_i] \tan \varphi}{\sum (W_{1i} + W_{2i}) \sin \alpha}$$

pour la définition des différents paramètres voir figure 2.2.



$$U_s = U - \gamma_w z$$

$$W_1 = S_{ABCF} \gamma$$

$$W_2 = S_{FCDE} (\gamma - \gamma_w)(1 - n) \\ = S_{FCDE} \gamma'$$

γ' = poids volumique déjaugé

Figure 2.2. tranche en partie immergée

Formule de Bishop simplifiée

$$F = \frac{\sum [c'b + (W_1 + W_2 - U_s b) \tan \phi \frac{1}{\cos \alpha (1 + \tan \phi \tan \alpha / F)}]}{\sum W \sin \alpha}$$

voir figure 2.2 pour la définition des paramètres.

Dans cette expression de Bishop, le premier F est le facteur de sécurité suivant Fellenius (on écrit parfois F_F), le second F est le premier facteur de sécurité selon Bishop ($F_B^{(1)}$).

On rapporte les simplifications nécessaires aux formules précédentes en fonction de la position des tranches (talus à sec ou immergé), les conditions de pressions interstitielles dues au compactage ou à l'écoulement.

(voir calculs en annexe A)

2.2. HYPOTHESE DE CONSTRUCTION

On a vu que la stabilité d'un barrage en terre peut être comprise pendant la construction :

- lorsque la capacité portante du sol de fondation est insuffisante.
- lorsque des pressions interstitielles excessives se développent dans le corps du barrage.

Pendant la construction, on doit être le plus près possible de la teneur en eau optimale de compactage. En effet, lorsque le degré de saturation initial est suffisamment faible c'est-à-dire lorsque la teneur en eau (w) du sol est inférieure de quelques points à la teneur en eau optimale de compactage, l'air interstitiel ne se dissout pas complètement dans l'eau interstitielle même si la pression exercée par la partie supérieure du remblai est grande. Quand le degré de saturation est élevé c'est-à-dire lorsque la teneur en eau du sol est supérieure à la teneur en eau optimale de compactage, la compressibilité du fluide interstitiel diminue très vite lorsqu'on charge le sol et la pression interstitielle augmente de plus en plus rapidement, avec la surcharge jusqu'à ce que le sol soit saturé.

Les calculs sont faits avec les paramètres non drainés C_u et Φ_u . Nous avons considéré dans cette hypothèse de construction que les pressions interstitielles sont négligeables dans le remblai et ceci à cause de l'exigence d'être le plus près possible de la teneur en eau optimale de compactage - la couche de fondation est saturée.

paramètres utilisés :

Remblai

$$\varphi = 20^\circ$$

$$C = 2.5 \text{ t/m}^2$$

$$\gamma_s = 2.7 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_d = 2.0 \text{ t/m}^3$$

$$w = 11.0\%$$

Fondation

$$C = 1.5 \text{ t/m}^2 \text{ (trouvé au sismomètre)}$$

$$\gamma_s = 2.6 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma' = 0.46 \text{ t/m}^3$$

$$e_0 = 2.5$$

$$IP = 20$$

Coefficient de sécurité minimum trouvé

$$F = 1.75.$$

2.3 HYPOTHESE DE SERVICE

2.3.1. Facteurs de sécurité

Après le remplissage de la retenue, il s'établit un régime permanent et on se trouve dans les conditions normales d'exploitation qui déterminent pour une large part les caractéristiques de l'ouvrage. Celles-ci doivent permettre un coefficient minimal de 1.5 et un débit de fuite admissible. Lorsque le régime permanent s'est établi, les pressions interstitielles dans le corps du barrage et sa fondation sont totalement indépendantes des contraintes existant dans le sol. L'étude de stabilité ne peut être faite dans ces conditions qu'à partir des contraintes effectives. Les pressions interstitielles dans l'ouvrage et dans le sol de fondation sont déterminées à partir des équipotentiels de l'écoulement permanent. Le réseau des équipotentiels est souvent étudié par analogie électrique, le modèle analogique employé servant également au calcul du débit de fuite. Le tapis drainant a pour but de réduire les pressions interstitielles.

Résultats obtenus :

paramètres utilisés :

$$\varphi' = 12^\circ$$

$$C' = 3.0 \text{ t/m}^2$$

$$\gamma_h = 2.26 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma' = 0.46 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_s = 2.6 \text{ t/m}^3$$

$$e_0 = 2.5$$

$$\text{Talus aval à sec} \quad F = 1.61$$

$$\text{Talus aval partiellement immergé} \quad F = 1.42$$

Ce facteur de sécurité de 1.42 ne doit pas susciter d'inquiétude par le fait qu'il soit inférieur à 1.5. L'hypothèse qui a conduit à son obtention n'arrive pratiquement jamais. Généralement quand la marée monte, il est très rare que l'eau monte jusqu'à 2.0 m du talus aval et y reste très longtemps. A la marée basse, l'eau descend généralement jusqu'au pied du talus. D'ailleurs le facteur de sécurité n'est sous-estimé que de 5%. La protection du talus a un effet positif sur sa stabilité.

2.3.2. Débit de percolation et gradient de sortie.

2.3.2.1. Remblai et fondation ont même coefficient de perméabilité $K = 10^{-5}$ cm/sec.

Le réseau d'écoulement a donné les valeurs suivantes:

Nombre de chutes de potentiels $N_f = 21.5$

Nombre de lignes de courant $N_D = 6$

• débit de percolation Q par mètre linéaire (ml)

$$Q = K \Delta h \frac{N_D}{N_f}$$

• gradient de sortie i au point I.

$$i = \frac{\Delta \Delta h}{\Delta l} \quad \text{avec } \Delta \Delta h = \frac{\Delta h}{N_f}$$

Application numérique:

• Talus aval à sec

$$\Delta h = 5.0 \text{ m} \quad \Delta \Delta h = 0.233 \text{ m.}$$

$$Q = 10^{-5} \times 10^{-2} \times 5 \times \frac{6}{21.5} = 1.4 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{sec/ml}$$

$$Q = 0.012096 \text{ m}^3/\text{j/ml} = 12.096 \text{ l/j/ml.}$$

Le coefficient de perméabilité du sable argileux K est compris entre 10^{-7} cm/sec et 10^{-3} cm/sec. Donc le débit de percolation maximal - admissible sera de 100 fois environ soit 1209.6 l/j/ml .

$$\Delta h = 0.233 \text{ m.}$$

$$i = \frac{0.233}{2.500} = 0.093$$

talus aval partiellement immergé à $2 \text{ m} = h'$

$$\Delta h = 3.0 \text{ m} - 5 \text{ m} - 2 \text{ m}$$

$$\Delta \Delta h = 0.139 \text{ m}$$

$$Q = 7.232 \text{ l/j/ml}$$

$$i = 0.056$$

Le gradient hydraulique n'est pas critique. Pour l'argile moyenne le gradient critique est 0.333 et il est de 0.118 pour les sables fins. Il n'y a donc pas de phénomène de renards à craindre.

$$\frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{0.46}{1} = 0.46.$$

Lorsque le gradient i atteint cette valeur critique de 0.46 les contraintes effectives s'annulent, le squelette solide flotte au milieu de l'écoulement, comme des bulles dans un liquide en ébullition : c'est le phénomène de sable bouillant. Nous n'avons pas ce cas puisque la valeur maximale de i est de loin inférieure à 0.46.

2.3.2.2. Remblai imperméable et sol de fondation anisotropique.

Le réseau d'écoulement a donné les valeurs suivantes

$$N_f = 16$$

$$N_D = 6$$

K_v : perméabilité verticale.

K_h : " horizontale

$$K_v = 10^{-5} \text{ cm/sec.}$$

Pour les sols argileux le rapport $\frac{K_h}{K_v}$ est compris entre 25 et 100.

Pour les sables argileux le rapport est généralement de 25. Nous aurons alors $K_h = 2.5 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$

. Talus aval à sec.

$$\Delta h = 5.0 \text{ m.}$$

$$K_h = 2.5 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$$

$$\Delta \Delta h = 0.233.$$

$$Q = 0.405 \text{ m}^3/\text{j/ml}$$

$$= 405 \text{ l/j/ml}$$

$$\text{ou } Q_{\max} = 162 \text{ m}^3/\text{j/ml} \text{ pour } K = 10^{-3} \text{ cm/sec}$$

Donc le débit de percolation n'est pas critique et peut être véhiculé facilement par le tapis drainant.

$$i = 0.291$$

Le gradient hydraulique admissible pour le sable argileux est de 0.35, donc i n'est pas critique.

$i = 0.291 < 0.46$ pas de problème de bouilliance à craindre.

. Talus aval partiellement immergé $h' = 2.0 \text{ m.}$

$$\Delta h = 3.0 \text{ m}$$

$$K_h = 2.5 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$$

$$\Delta \Delta h = 0.139 \text{ m.}$$

$$Q = 0.243 \text{ m}^3/\text{j/ml}$$

$$= 243 \text{ l/j/ml}$$

$$i = 0.148$$

Ni le débit de percolation, ni le gradient hydraulique ne sont

critiques.

Dans le tracé du réseau d'écoulement nous avons réduit les dimensions horizontales du barrage de \sqrt{N} où $N = \frac{k_R}{k_v} = 25$.

Donc les dimensions horizontales ont été réduites de $\sqrt{25} = 5$.

Tout se passe comme si on avait à dimensionner un barrage de 12 m de longueur en crête au lieu de 60 m. Si les résultats obtenus assurent la stabilité de l'ouvrage, qui est plus critique, il n'y a pas de doute que notre barrage est assez stable quand on considère les vraies dimensions horizontales.

Récapitulons les résultats obtenus:

- Facteurs de sécurité

- Talus aval à sec $F = 1.61$

- Talus aval partiellement immergé $F = 1.42$

- Débits de fuite

- sol de fondation et remblai ont même K

$$Q = 12.096 \text{ l/j/ml.}$$

- remblai imperméable et fondation anisotrope

$$Q = 405 \text{ l/j/ml}$$

- Gradient de sortie.

- sol de fondation et remblai ont même K .

$$i = 0.093$$

- remblai imperméable et fondation anisotrope

$$i = 0.291$$

2.4. VIDANGE RAPIDE

La vidange rapide affecte la stabilité du talus amont. Elle améliore celle du talus aval ou est sans effet sur elle. On étudie généralement la vidange rapide à partir des contraintes effectives.

Quand on a du matériau déformable et peu perméable, l'écoulement suivant la vidange ne s'établit dans le barrage qu'au bout d'un temps appréciable. Les variations de pression interstitielle qui se produisent pendant l'abaissement de la surface de l'eau dans la retenue résultent uniquement des variations des contraintes totales liées à celui-ci.

Avant la vidange rapide, la pression interstitielle en un point M du talus amont est :

$$u_0 = \gamma_w (h_w + h_f - h')$$

après la vidange elle devient

$$u = u_0 + \Delta u$$

$$= u_0 - h_w \gamma_w$$

$$= \gamma_w (h_f - h')$$

Quand la retenue est pleine, la charge hydraulique varie peu dans le talus amont et h' est négligeable et on a

$$u = \gamma_w h_f$$

La distribution de u dans le talus amont est alors la même que dans le cas d'un écoulement horizontal.

Si la pente amont est recouverte d'un matériau de forte perméabilité (perré) le tapis drainant amont est inefficace. C'est le cas de notre barrage où le talus amont aura la même protection que le talus aval (perré, deversé).

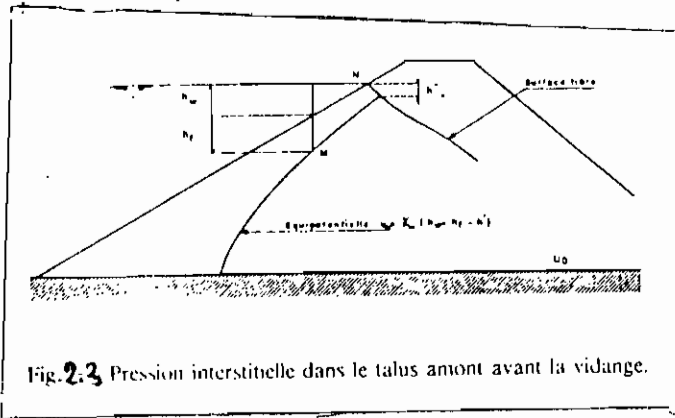


Fig. 2.3 Pression interstitielle dans le talus amont avant la vidange.

Nous avons fait un premier calcul en contraintes effectives et un second calcul pour le cercle le plus critique en contraintes totales. Dans tous les cas, la vidange rapide n'est pas critique pour notre barrage. Ceci s'explique par la faible hauteur hydraulique (5m), la douceur des pentes de talus (4:1).

Résultats obtenus

pression interstitielle : $u = \gamma_w h_f$

paramètres utilisés

- contraintes effectives : $c' = 3.0 \text{ t/m}^2$ $\gamma' = 0.46$

$$\varphi' = 12^\circ$$

$$\gamma_h = 2.26$$

$$F = 5.26$$

- contraintes totales : Remblai

$$c = 2.5 \text{ t/m}^2$$

$$\varphi = 20^\circ$$

$$\gamma_s = 2.6$$

$$F = 3.16$$

Fondation

$$1.4 \text{ t/m}^2$$

-

$$\gamma' = 0.46$$

2.5. CALCUL DU TASSEMENT

Non avons vu que les sols de mangrove subissaient des tassements importants :

1.50 m pour le barrage de Guidel

1.50 m pour le barrage de Kamobent

Le tassement ΔH est donnée par la formule suivante :

$$\Delta H = C_c \frac{H}{1+e_0} \log \frac{\sigma_0 + \Delta \sigma}{\sigma_0}$$

C_c = indice de compressibilité

e_0 = indice des vides

σ_0 = contrainte initiale dans le niveau de la couche

H = épaisseur de la couche

$\Delta \sigma$ = accroissement de contrainte liée au remblai

$$\sigma_0 = (\gamma_s H - \gamma_w H)(1 - m)$$

$$\gamma_s = 2.6$$

$$\gamma_w = 1.0$$

$$m = 0.71$$

$$H = 6.00 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \sigma_0 = 2.78 \text{ t/m}^2$$

$$\Delta \sigma = \gamma_r h$$

h = hauteur totale du remblai

$$\gamma_r = 2.26$$

$$\Rightarrow \Delta \sigma = 14.69 \text{ t/m}^2$$

$$e_0 = 2.5$$

$$C_c = 1.20$$

$$\Rightarrow \Delta H = 1.60 \text{ m.}$$

Le tassement total est donc de 1.60 m.

Essayons de voir quel sera le tassement au bout de 10 ans.

Le coefficient de consolidation pour les sables argileux est $10^{-3} \text{ cm}^2/\text{sec}$ environ.

$$T_v = \frac{C_v}{h^2} \cdot t$$

T_v = facteur temps

h = épaisseur de la couche

$h = \frac{H}{2}$ si c'est drainé des deux côtés

$h = H$ si c'est drainé d'un seul côté

notre couche de fondation est drainé d'un seul côté, donc $h = 6.0 \text{ m}$

$$T_v = \frac{10^{-3} \times 10 \times 24 \times 3600 \times 365}{(650)^2} = 0.746$$

$$U = 0.77$$

U = degré de consolidation

au bout de 10 ans le tassement sera de $0.77 \times 1.60 = 1.232 \text{ m}$.

Voyons maintenant au bout de combien de temps nous aurons 99.47% du tassement

$$T_v = 2.$$

$t = 13 \text{ ans } 3 \text{ mois } 25 \text{ jours } 17 \text{ heures}$.

Ces valeurs sont évidemment valables si aucun rechargement n'est effectué sur le barrage. En réalité le temps sera beaucoup plus court, à cause des surcharges additionnelles qu'on ajoutera.

TABLEAU 2.1
Table de la fonction $U(T_v)$.

T_v	U	T_v	U	T_v	U
0,02	0,160	0,3	0,613	0,8	0,887
0,06	0,276	0,4	0,697	0,9	0,912
0,10	0,356	0,5	0,764	1	0,931
0,15	0,437	0,6	0,816	2	0,994
0,20	0,504	0,7	0,856	∞	1,000

TABLEAU 2.2
Table de la fonction $T_v(U)$

U	10 %	20 %	30 %	40 %	60 %
T_v	0,008	0,031	0,071	0,127	0,289

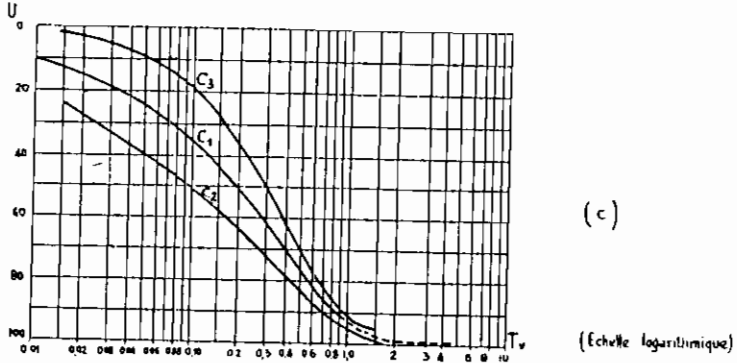
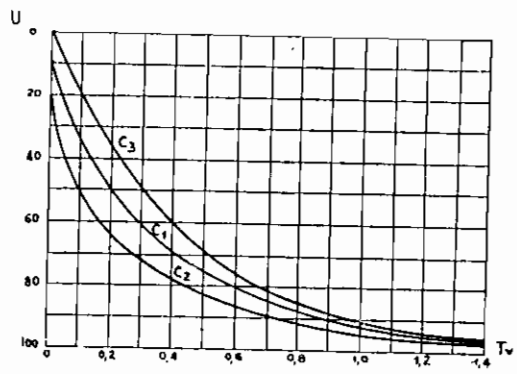
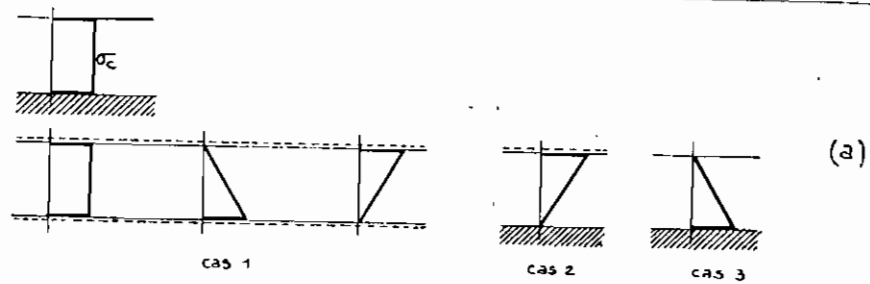


FIG. 2.4 — Relation $U(T_v)$ pour différents cas de charges

CHAPITRE III

METHODES DE CONSTRUCTION

3.1 INTRODUCTION

Il existe un assez grand nombre de méthodes de construction de remblai sur sol mou. Le choix d'une méthode est délicat à cause de la diversité des critères : techniques, économiques, de temps et de qualité.

Avant de choisir une méthode un certain nombre de facteurs doivent être analysés parmi lesquels :

- la nature et l'importance de l'ouvrage.

Il serait très important de connaître la nature et la quantité de tassements.

- la nature et l'épaisseur des sols compressibles.

On répond aux questions liées à la stabilité et du temps de consolidation.

- le temps disponible.

Il est bon de connaître le temps qui sépare la construction de l'ouvrage et de sa mise en service. Généralement plus long est cet intervalle et moins coûteuse sera la technique la mieux adaptée pour la réalisation du projet.

- les facteurs économiques.

Les facteurs sont diversifiés et difficiles à appréhender. On peut néanmoins citer quelques uns, dépense occasionnée par la technique choisie

- . incidence économique de la durée des travaux
- . dépense liée aux travaux confortatifs éventuels
- . gêne de l'usager.

3.2. RAPPEL DES PRINCIPALES METHODES DE CONSTRUCTION

Un exposé de quelques méthodes de construction sur sol compressible a été fait dans le premier chapitre section choix des pentes de talus. Nous faisons ci-dessous un rappel des principales méthodes.

On classe généralement ces méthodes en deux grands groupes:

3.2.1 La charge est supportée par le sol :

- . consolidation progressive avec un chargement en une ou plusieurs phases.
- . surcharge temporaire
- . accélération de la consolidation par le vide
- . utilisation de drains verticaux pour accélérer la consolidation
- . construction avec banquettes latérales
- . utilisation de fascines pour les remblais de faible hauteur.

3.2.2. Remplacement total ou partiel du sol compressible.

- . poinçonnement par chargement rapide
- . déplacement du sol mou à l'aide d'exploifs
- . dragage partiel ou total
- . vibroflottation
- . pilonnage intensif.

3.3. CAS OU LE SOL DE FONDATION SUPPORTE LES CHARGES

L'un des motifs du choix des pentes douces est le fait que le sol de fondation doit supporter intégralement les charges appliquées. On vise deux objectifs :

- assurer la stabilité du remblai pendant la phase de construction.
- obtenir une vitesse de tassement compatible avec les délais de construction.

Pour ces méthodes, il est nécessaire que le sol de fondation soit en contact, à sa partie supérieure, avec une couche drainante pour faciliter la consolidation sauf si le matériau de remblai est perméable. La partie horizontale du drain, cheminée trouve ici son application puisque sa partie inférieure est en contact avec la partie supérieure du sol de fondation.

Diverses méthodes de construction sont proposées :

3.3.1. Remblai muni d'une hauteur supplémentaire pour compenser le tassement.

A la hauteur structurale H , on ajoute une hauteur Δh de telle sorte qu'à la fin du tassement, la hauteur totale revient à H . En augmentant Δh , la hauteur de remblai devient H_R telle que

$$H_R = H + \Delta h.$$

Δh est le tassement provoqué par le remblai de hauteur H_R .

Procédure :

On trace sur un même graphique :

- la droite représentant la variation $(H_R - H)$ en fonction de H_R (courbe 1 figure 3).
- la courbe donnant la variation du tassement Δh calculé en fonction de H_R (courbe 2).

Ces deux courbes se rencontrent pour une valeur $H_R = H_F$, hauteur à donner au remblai pour qu'à la fin des tassements sa cote soit égale à la cote du projet.

Pour la courbe 2 le calcul de tassement pour 3 ou 4 valeurs de H_R au moins est conseillé.

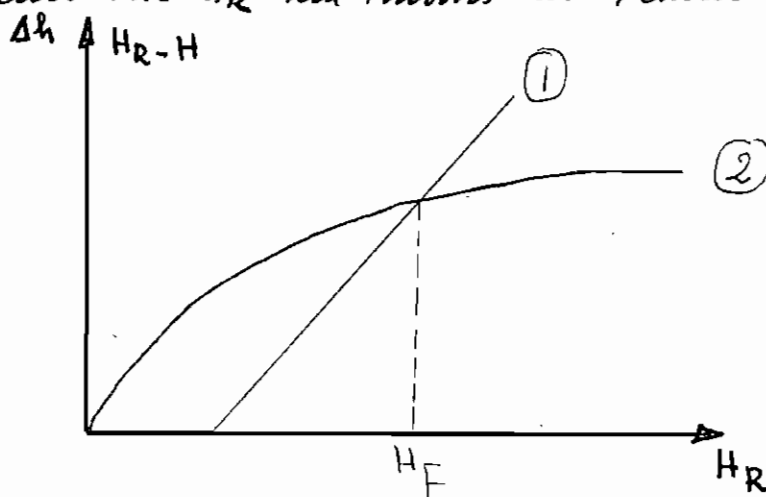


figure 3.1. détermination de la hauteur finale à donner au remblai pour tenir compte des tassements.

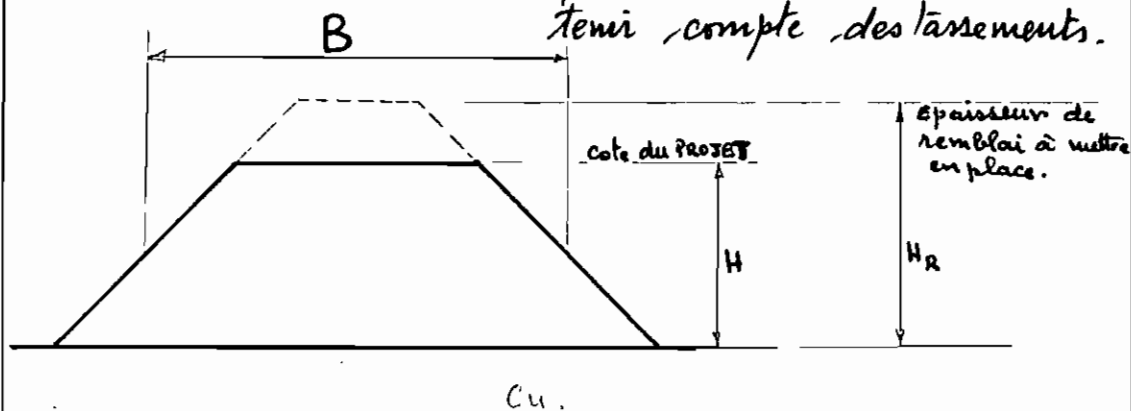


figure 3.2 hauteur à donner au remblai pour atteindre la cote du projet.

3.3.2. Construction du remblai par étapes.

On peut déterminer la hauteur maximale H_1 de remblai pouvant être monté comme première phase sur un sol de cohésion C_u , avec un coefficient de sécurité F (pris généralement entre 1.4 et 1.5) la pente des talus β étant fixée.

Si H_1 est inférieure à la hauteur de remblai prévue par le projet, on procédera à une construction par étapes.

Calculons dans notre cas H_1 pour voir si la construction par étapes est possible :

Capacité portante maximum (q_{max})

$$q_{max} = C_u \cdot N_c \left(\frac{B}{h} \right)$$

pour la définition des paramètres N_c , B et h voir les figures 3.3 et 3.4 ci-dessous.

$$\frac{B}{h} = \frac{34}{6} = 5.7 \Rightarrow N_c = 7.2$$

$$C_u = 1.4$$

$$q_{max} = 57.456 \text{ t/m}^2$$

$$H_1 = \frac{q_{max}}{\gamma F}$$

$$\gamma = 2.7 \text{ t/m}^3$$

pour $F = 1.42$ on a $H_1 \approx 15.0 \text{ m} > 6.5 \text{ m}$.

$F = 1.75$ on a $H_1 \approx 12.16 \text{ m} > 6.5 \text{ m}$.

Donc la construction par étapes n'est pas nécessaire

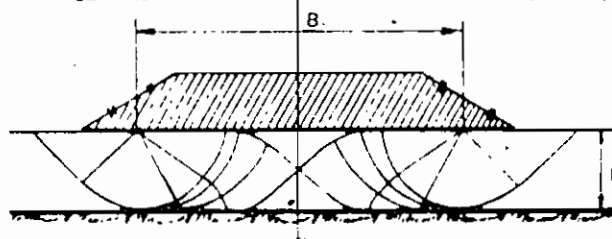


Fig. 3.3 Schéma de rupture pour un remblai de grande largeur sur une couche molle de faible épaisseur (d'après Mandel et Salençon)

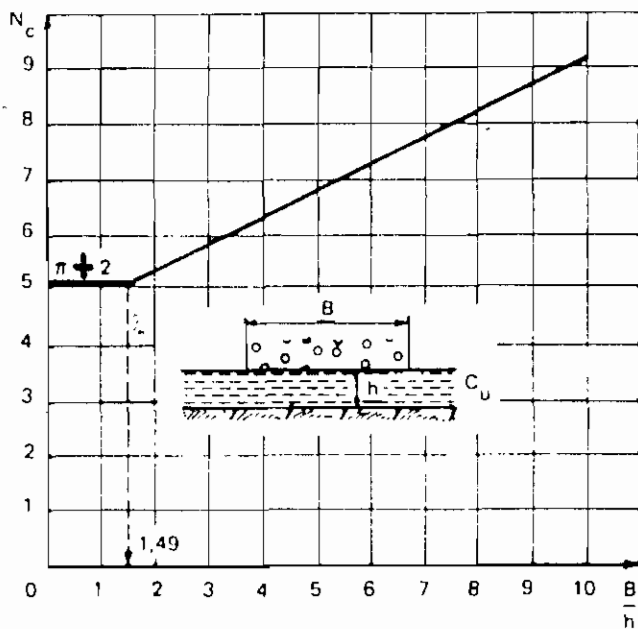


Fig. 3.4 Coefficient de portance N_c d'une semelle de largeur B reposant sur un sol mou d'épaisseur h (d'après Mandel et Salençon)

3.3.3. Utilisation des surcharges temporaires

La surcharge temporaire permet d'obtenir une grande partie du tassement avant la mise en service.

Une surcharge constituée généralement de 2 à 3 m de remblai supplémentaire est placée pendant quelques mois. On enlève cette surcharge au temps t pour lequel le tassement final est prévu. Cette surcharge doit être compatible avec les conditions de stabilité du remblai. Elle n'est envisageable (la méthode) que lorsque la hauteur critique est largement supérieure à la hauteur du projet. Toutefois les remarques suivantes s'imposent :

- si l'épaisseur de remblai à mettre en place est

importante, la mise en place d'une surcharge est généralement impossible à cause des problèmes de stabilité surtout qu'elle occasionne.

- si l'épaisseur de sol mou est importante (supérieure à 5 m par exemple) une surcharge de 2 à 3 m aura peu d'efficacité.

Donc pour 6 m de sol mou, nous ne pouvons pas envisager de surcharge supplémentaire.

3.3.4 Augmentation de la vitesse de consolidation par des drains verticaux.

Une bonne partie de cette méthode a été exposée au chapitre premier.

3.3.5. Utilisation de banquettes latérales.

Les banquettes latérales jouent le rôle de contre-poids et augmentent la stabilité. Par la présence de banquettes, on peut mettre des hauteurs de remblai plus importantes et obtenir un tassement final dans un temps plus court.

La figure 3.5 montre pour un exemple donné, l'accroissement de la valeur du coefficient de sécurité lorsque la largeur de la banquette latérale augmente.

On emploie des banquettes latérales, quand les pentes de talus sont plus ou moins raides. Le barrage que nous étudions a des pentes très douces et les problèmes de stabilité ne se posent pas.

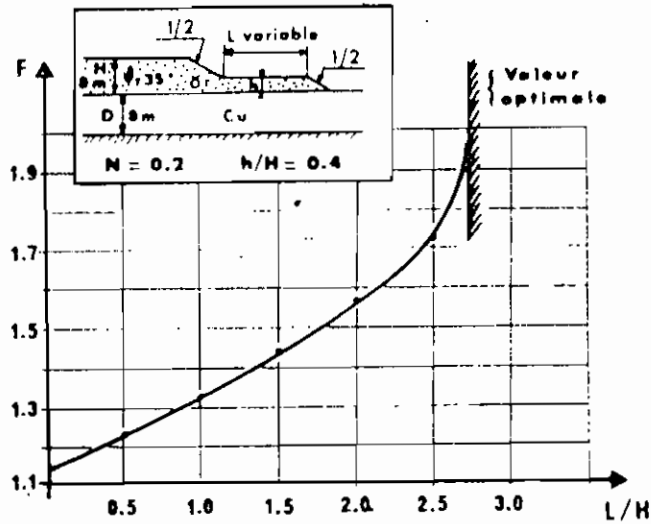


Fig. 3.5 Evolution du coefficient de sécurité en fonction de la largeur de la banquette

3.3.6. La méthode envisagée

La méthode qui semble se rapprocher le mieux à nos exigences est celle des banquettes latérales. Mais ces banquettes ne sont envisageables que lorsque les pentes de l'ouvrage ne sont pas assez douces. Dans notre cas, les pentes sont très douces (4:1) et la hauteur structurale du barrage n'est pas grande. D'ailleurs le drain cheminé et le poids important de l'ouvrage vont accélérer les tassements. Un suivi régulier de ces tassements est indispensable afin d'envisager des rajouts de matériaux de remblai pour garder la revanche (1.50m) constante. La construction se fera donc en une seule étape.

3.4. CHOIX DES ENGIN DE COMPACTAGE

La connaissance des caractéristiques du sol à compacter et du sol de fondation est indispensable pour le choix. Pour un sol argileux, le compacteur sera différent de celui qu'on utilisera pour compacter des enrochements. Les engins utilisés pour le compactage des couches de faibles épaisseurs dépendront de la nature du terrain et de l'importance du travail à effectuer. L'état du sol de fondation et du sol de remblai (rappelons que le sol de remblai est du sable argileux avec une forte teneur en argile) exige le choix du compacteur à pieds de mouton.

La longueur du tambour varie de 1.20 m à 1.80 m pour un diamètre de 1 m à 1.80 m. Le poids total par tambour s'échelonne entre 3 et 15 tonnes. Les pieds ont également variables, leur longueur pouvant être comprise entre 17 cm et 23 cm et leur section entre 35 et 60 cm². Le compactage doit s'effectuer par couches de faibles épaisseurs (20 à 30 cm maximum). La pression de contact des compacteurs à pieds de mouton varie de 20 à 100 bars. L'état du sol de fondation, avec sa faible capacité portante, oblige le choix de la catégorie des engins correspondant à 25 bars. Sur le chantier on doit être le plus près possible de la densité sèche proctor (90 à 100%) dépendant de l'indice de compactation qui est le rapport du poids volumique sec du sol au poids volumique sec optimal normal.

$\gamma_d/\gamma_w > 1.9$	$IC = 90\%$
$1.7 < \gamma_d/\gamma_w \leq 1.9$	$90 < IC < 95\%$
$1.6 < \gamma_d/\gamma_w \leq 1.7$	$95 < IC < 100\%$
$\gamma_d/\gamma_w \leq 1.6$	$IC = 100\%$

Pour notre cas $\gamma_d/\gamma_w = 2$.

γ_d : poids volumique sec

γ_w : poids volumique de l'eau

IC : indice de compaction.

L'indice de compaction IC sera égal à 90%

Pour le compactage on doit être le plus près possible de la teneur en eau correspondant à l'optimum proctor soit 11.0% = w . Puisque le sol nécessite un suivi régulier, on doit veiller à ce que l'erreur relative sur la teneur en eau optimale ne soit pas supérieure ou inférieure à 9%. Quant au nombre de passes de l'engin, un essai sur place est indispensable, compte tenu de l'état précaire du sol de fonction et du matériau de remblai.

Rappelons enfin que les rouleaux à pieds de mouton sont requis pour les sols cohérents et indispensables pour les sols argileux. Ils aèrent bien le sol. Pour des soucis d'économie le même engin sera utilisé pour le compactage du drain et en cas d'inadéquation on utilisera des tracteurs à chenilles du chantier ou les gros camions servant de transport du matériau.

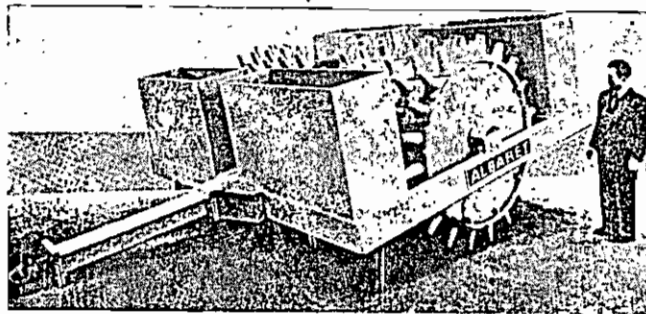


Figure 3.6: Rouleau à pieds de mouton à deux cylindres.

CHAPITRE IV

PROTECTION DES TALUS

Les méthodes de protection des pentes des talus ont fait l'objet d'un projet de fin d'études antérieur (étude des méthodes de protection des pentes avec application au barrage de Dianki en Casamance, Mai 1981 Sèni Tamba). Nous passons brièvement en revue les techniques de protection et nous choisirons finalement la méthode qui convient.

4.1. RAPPEL DES TECHNIQUES DE PROTECTION

a) Le perré déversé

Ce sont des enrochements déversés en quinconces sur les pentes du remblai pour les protéger contre l'action des vagues, des eaux de ruissellement.

b) Le perré cimenté

Dans ce cas les espaces entre les pierres sont remplis par un mortier de ciment Portland. Le perré repose sur un filtre de graviers ou de pierres. On laisse des espaces vides non remplis de mortier pour éviter le gonflement dû à une accumulation excessive d'eau (pression hydraulique).

c) Le perré placé manuellement.

On place les pierres manuellement suivant un modèle bien défini. On respecte un espacement minimum. L'épaisseur minimale doit être de 30 cm (12 po). Ce système est peu efficace puisqu'il

favorise la ségrégation, à cause de l'arrangement qui s'effectue.

d) Le revêtement en béton.

On retrouve deux sortes de dalles

1. dalle en béton

Ces dalles sont conçues de façon à résister aux efforts auxquels elles sont soumises. Elles doivent s'adapter aux tassements de l'ouvrage dans la couche de remblai où elles sont ajustées. Elles doivent être munies d'ouvertures par endroits pour palier aux surpressions (infiltration, abaissement brusque du niveau d'eau dans le réservoir). Ce système est très coûteux et peu utilisé. Les dimensions des dalles sont de $1.5\text{ m} \times 1.8\text{ m} \times 0.2\text{ m}$.

2. pavement monolithique.

On utilise ici une dalle en béton armé. La dalle doit être posée de façon continue sur la surface à protéger. L'acier d'armature doit être continu même aux joints. Au niveau des joints la contrainte dans l'acier d'armature doit être supérieure à celle du béton afin de répartir la contraction à travers les microfissures du béton plutôt qu'à travers les grandes. A cause de l'absence de larges fissures l'infiltration est réduite et il n'est pas nécessaire de créer des ouvertures. Pour l'acier d'armature, une couche de renforcement est requise dans les deux directions (parallèle et normale à la pente) et placée à la mi-hauteur de la dalle. La surface lisse favorise l'ascension des vagues sur le talus (wave runup). Le pavement doit conserver sa forme monolithique.

On utilise le revêtement en béton lorsque le perré n'avère, dispendieux, à cause, du transport ou des frais d'excavation.

e) Sol-ciment.

C'est un sol amélioré par du ciment. La teneur en ciment utilisé varie entre 7% et 15% par unité de volume du mélange (sol-ciment) dépendamment du sol utilisé. Cette teneur varie aussi, avec les conditions climatiques. Selon la norme ASTM, le sol doit présenter une certaine granulométrie :

- 100% de l'échantillon doit passer le tamis n°2
- 55% et plus traversent le tamis n°4
- de 5% à 35% doivent traverser le tamis n°200

Le système consiste en une série de couches presque horizontales compactées sur le remblai, comme une marche d'escaliers. Ces couches ont une profondeur variant entre 2 m et 3 m. Elles sont compactées jusqu'à une hauteur de 15 cm à l'aide d'un équipement spécial. Les couches mesurées perpendiculairement au talus font 60 cm.

Le mélange se fait soit sur place, soit à l'usine. L'utilisation des sols organiques est fortement déconseillée. Il en est de même que ceux qui contiennent de forts pourcentages de minéraux alcalins. Une surface étagée est préférable à la surface lisse, ceci dans le but d'empêcher l'ascension des vagues. On utilise ce système quand le perré est très coûteux.

Le système employé à Guidel est analogue en matériaux (sol-ciment). Mais des sacs de sable fin amélioré sont utilisés. Le rapport ciment/sol est de 1/8 en poids. Mais à Guidel, on pouvait utiliser



un système de protection en pierre, déversé avec contrôle de l'épaisseur (le juste minimum requis). En effet là où il n'y a pas d'effet de vague à craindre ce pierre protégera les talus uniquement, contre les variations climatiques pour éviter :

- l'érosion due aux eaux de pluie.
- l'assèchement causé par des chaleurs excessives.

f) Revêtement en acier et en bois.

C'est un système ancien couronné de succès à cause de sa double utilité :

- protection du talus.
- l'acier et le bois servent de membrane imperméable.

g) Revêtement asphaltique.

C'est une application d'un mélange de bitume et d'agrégats sur la surface à protéger. Le système est au stade expérimental. Il vise deux objectifs :

- servir de membrane imperméable
- protection du talus.

h) Recouvrement synthétique.

les méthodes sont récentes. On les utilise si le pierre est très dispendieux.

i) Boisement du talus.

Il s'agit là de planter des arbres résistants sur les pentes des talus. Un tel système a été utilisé à Dianio par les Chinois qui ont conseillé la plantation des herbes. Ce système est très économique et ne peut être utilisé que sur le talus non submergé par l'eau salée. Il faut dire aussi que les racines des grosses plantes peuvent destabiliser le talus en créant des fissures, donc un chemin préférentiel pour l'eau.

4.2. DIMENSIONNEMENT DU PERRÉ DEVERSE

L'utilisation du perré déversé est conseillée pour plusieurs raisons :

- la méthode est moins coûteuse que les autres
- le ciment coûte beaucoup plus cher en Casamance que dans les autres régions du pays à cause de la longue distance.
- le perré peut se trouver sur place par excavation ou à des distances raisonnables du site.

Le tableau 4.1 ci-dessous donne la dimension de la pierre, son poids maximal et l'épaisseur de la couche de protection en fonction de la hauteur maximale de la vague.

Hauteur maximale de la vague (m)	Dimension moyenne de la pierre (m)	Poids de la dimension maximale (Kg)	Épaisseur de la couche (m)
0 - 0.31	0.20	45.35	0.31
0.31 - 0.61	0.25	90.70	0.38
0.61 - 1.22	0.31	226.75	0.46
1.22 - 1.83	0.38	680.25	0.61
1.83 - 2.44	0.46	1133.75	0.76
2.44 - 3.05	0.61	1814.00	0.91

Tableau 4.1

Ce tableau est valable pour des pentes de remblai comprises entre 2:1 et 4:1

Dans notre cas puisque la hauteur de la vague est de 0.997 m et la pente du talus est de 4:1 nous utiliserons les dimensions suivantes du tableau précédent pour un choix préliminaire :

- dimension moyenne de la pierre : 0.31 m

- poids de la dimension max. : 226.75 Kg.
- épaisseur de la couche : 0.46 m.

La pierre doit présenter la granulométrie suivante

- dimension max $> 1.50 D_{50}$ de la pierre
où D_{50} est la dimension moyenne
- dimension min pour remplir les vides : 2.54 cm (1po)

La couche protectrice doit s'étendre jusqu'à au moins 2.4 m (8pi), au-dessous du plus bas niveau des basses eaux. Le roc doit être dur et dense (densité min acceptable 2.60) pour palier aux aléas climatiques.

Entre le pavé et le remblai il doit exister un filtre de transition qui doit respecter les normes suivantes (voir tableau 4.2.)

Hauteur max de la vague (m)	Épaisseur du filtre (cm)
0 - 1.22	15.24
1.22 - 2.44	22.86
2.44 - 3.66	30.48

Tableau 4.2

D_{85} du filtre doit répondre aux normes du tableau 4.3 ci-dessous :

Hauteur max de la vague (m)	D_{85} min (cm)
0 - 1.22	2.54 - 3.81
1.22 - 3.05	3.81 - 5.08

Tableau 4.3

D_{85} de notre filtre sera compris entre 2.54 et 3.81 cm et son épaisseur sera de 15.24 cm.

Pour un IP > 30 , un filtre n'est pas nécessaire, à cause

de l'imperméabilité assurée.

Nous présentons ci-dessous quelques formules empiriques utiles :

- poids de la pierre.
 - formule de Hudson (unités impériales)
- $$W_r = \frac{\gamma_r H^3}{K_D (S_r - 1)^3 \cot^2 \alpha}$$

W_r : poids de la pierre

γ_r : poids spécifique de la pierre

S_r : densité de la pierre par rapport à l'eau $\left(\frac{\gamma_r}{\gamma_w}\right)$

H : hauteur de conception de la vague (fraction de la vague significative H_s)

α : angle du talus (mesuré à partir de l'horizontal)

K_D : coefficient déterminé expérimentalement, correspondant à la hauteur de conception de la vague

Cette formule s'utilise pour la conception des agrégats des brise-lames. Dans le cas du perré déversé, des modifications ont été apportées à la formule de Hudson :

$$W_{50} = \frac{\gamma_r H_D^n}{K_{RR} (S_r - 1)^n \cot^2 \alpha}$$

W_{50} : poids moyen de la pierre (livre)

γ_r : densité du roc (livre par pied cube)

H_D : hauteur de conception de la vague

n : exposant de H_D qui varie de 2 à 3

K_{RR} : coefficient pour le perré variant généralement entre 1.8 et 3.5.

S_r : densité du roc par rapport à l'eau

α : angle du talus.

- formule de Bertram.

$$0.388 W_{50}^{3/8} (b \cotg d)^{3/5} = \frac{H}{\tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)^a}$$

W_{50} : poids moyen de la pierre

H : hauteur de conception de la vague

L : longueur d'onde de la vague

d : profondeur de l'eau à partir de la base de la pente.

d : angle du talus.

a et b sont des coefficients empiriques :

$$\cotg d = 10$$

$$a = 1/3$$

$$b = 1$$

$$\cotg d = 7$$

$$a = 1/3$$

$$b = 1$$

$$\cotg d = 5$$

$$a = 1/3$$

$$b = 1$$

$$\cotg d = 3$$

$$a = 1/5$$

$$b = 0.75$$

$$\cotg d = 2$$

$$a = 1/5$$

$$b = 0.75$$

La granulométrie des pierres du perré sera telle que :

$$W_{\max} = 4 W_{50}$$

$$W_{\min} = \frac{1}{4} W_{50}$$

Ces valeurs pouvant varier en fonction de l'exposition aux vagues. On peut par exemple rencontrer :

$$W_{\max} = 3.6 W_{50}$$

$$W_{\max} = 3 W_{50}$$

$$W_{\min} = 0.222 W_{50}$$

$$W_{\min} = 0.25 W_{50}$$

. Dimension nominale de la roche D :

$$\frac{3}{4} D^3 = \frac{W}{\gamma_r}$$

. Epaisseur de la couche de perré t :

$$t = \left(\frac{W_{\max}}{\gamma_r} \right)^{1/3} \text{ . Cette formule permet d'éviter la saillie des plus grosses pierres .}$$

On a vu que cette épaisseur de la couche de pierre était au moins égale à $1.50 D_{50}$.

En résumé

pierre $D_{50} = 0.31 \text{ m}$
 $W_{\text{max}} = 226.75 \text{ Kg}$
 $\gamma_2 \geq 2.60$
 $t = 0.46 \text{ m}$

filtre de transition $D_{85} = 2.54 \text{ cm}$
 $t = 15.24 \text{ cm}$.

$t =$ épaisseur.

La figure 4.1 de la page suivante illustre ce que nous venons de dire.

échelle du talus : 30 mm = 5 m.

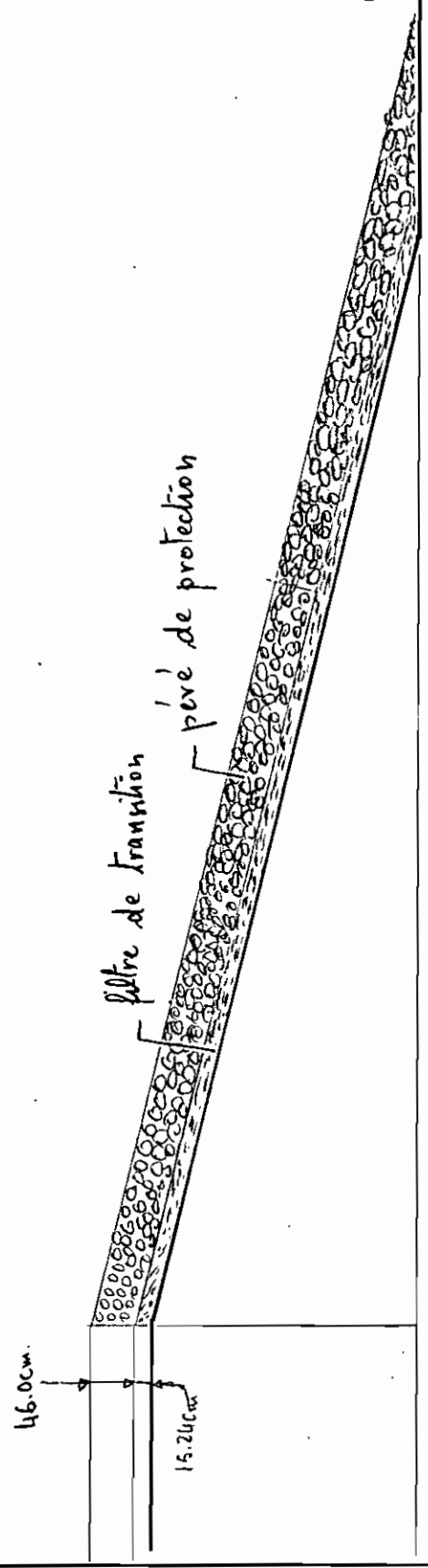


Figure 4.1. une vue du système de protection des pentes de talus
 (ici talus aval)
 Le talus est complètement recouvert pour être protégé
 contre les eaux de pluie, le mouvement des marées
 et l'assèchement.

CONCLUSION

Construire sur du sol mou n'est pas aisé. Le sol mou a toujours des propriétés particulières. Dans notre étude, nous nous sommes basés sur les hypothèses les plus critiques pour un barrage en terre :

- la construction : l'ouvrage doit être stable pendant et après la construction.
- l'exploitation : la stabilité du barrage en exploitation doit être vérifiée d'une façon régulière. Le suivi des tassements doit être strict afin de recommander les recharges en cas de nécessité.
- la vidange rapide : non critiquée dans notre cas, elle pourrait l'être ailleurs. Toute étude d'un barrage homogène en terre doit veiller à la stabilité en vidange rapide.

Le talus aval peut être soumis à un phénomène régulier de vidange rapide à cause de la variation des marées (remplissage temporaire du bassin aval en marée haute et vidange en marée basse). Le phénomène de marées qui peut être sans influence sur le talus aval en saison sèche, peut être dangereux en période pluvieuse à cause de son effet conjugué avec les eaux de pluie. D'ailleurs en saison des pluies, les marées hautes sont plus importantes et les eaux reculent peu en marée basse d'où l'existence d'un bassin

temporaire aval pouvant avoir une profondeur de 1.50 m. Mais une bonne protection des pentes de talus suffit à sauvegarder la stabilité du barrage. Cette bonne protection conservera la stabilité du talus amont en cas d'inversion de bassin (généralement en saison sèche, l'eau du bassin amont s'évapore et le bassin aval reçoit régulièrement l'eau des marées).

Le tapis drainant est indispensable dans un barrage en terre :

- il permet de véhiculer l'eau de percolation
- il permet de dissiper plus rapidement les pressions interstitielles
- il accélère la consolidation de la couche de fondation qui se voit drainée sur la face supérieure.
- il élimine les phénomènes de renards
- le drain cheminée permet de réduire considérablement les conditions critiques d'anisotropie de sol.

Un barrage en terre utilise certes beaucoup de matériau (sol) : le nôtre a un volume de 221 m^3 par unité de longueur du barrage. Mais il est généralement moins coûteux que les autres types de barrage (comme le barrage-poids). Les études doivent être minutieuses car les paramètres varient beaucoup. Les sols de mangrove sont extrêmement sensibles aux variations climatiques (assèchement total en cas de recul du cours d'eau, saturation totale en saison des pluies).

- On ne doit pas se contenter de transposer des résultats d'étude sur sols semblables pour éviter les surprises.
- suivi régulier du barrage en service.
- choisir des techniques d'amélioration des diguettes en terre et des systèmes d'évacuation des eaux (buses en trou de rocher) en Basse-Casamance serait un projet très intéressant s'il n'y avait pas le problème de distance. En effet lors de notre visite technique, nous avons pu constater que les paysans travaillent beaucoup dans ce sens. Mais au bout de trois à cinq ans la buse, commence à pourrir. La détérioration d'une buse est généralement prélude à une rupture de la diguette qu'elle supporte.
- encourager les visites de chantiers de barrages ou de barrages déjà construits aux étudiants dont les projets portent dans ce sens. Notre visite en Casamance a été d'une utilité capitale, comme en témoignent les figures de l'annexe C du présent ouvrage.

Bibliographie

- H. Varlet Barrages Réservoirs Tome III
Usines hydrauliques Eyrolles
- J. Costet et G. Sanglerat
Cours pratique de mécanique des sols Tomes I et II
Dunod technique
- Georges Arquie
le compactage
Routes et pistes
Eyrolles
- Direction de l'équipement rural (R.S.)
Etude Economique et Technique du barrage
de Kamobeul Volume III
Hydrologie - Géotechnique
Rapport et annexes
BCEOM - IRAT Juin 1980
- Afrique Occidentale Française
Service Météorologique
Aperçus sur la climatologie de l'Afrique Occidentale
Française Décembre 1957
- Sèni Tamba Etude des techniques de protection des pentes
avec application au barrage de Dianki
Projet de fin d'études Mai 1981 EPT

- Réunion d'Ingénieurs

Mécanique des sols

Collection des cours de l'école chez soi

Eyrolles 1974

- M. Bouvard

Barrages mobiles et prises d'eau en rivière

Collection du laboratoire National d'Hydraulique

Eyrolles

- R. Franck

Les sols rouges sur sables et sur grès d'Afrique

Occidentale

Mémoires ORSTOM 1973

Contribution à l'étude des sols des régions tropicales

- Centre de Recherches et d'expérimentation de Génie Rural (C.R.E.G.R.)

Analyses de mécanique des sols pour digues en terre en

Moyenne Casamance

SOMIVAC Ziguinchor (Sénégal)

- Jacques Vieillefon

Les sols de mangroves et de tannes de Basse Casamance

(Sénégal)

Mémoires ORSTOM N° 83

1977

- Aménagement du Bassin de l'ANAM

Volume I

Rapport 9 - Barrages

Rapport 10 - Stations de pompage
11 - Irrigation et drainage

Eletrowatt Ingenieurs-conseils SA
Zurich Dakar 1980

- P.L. Capper

W.F. Cassie

J.D. Geddes

Problèmes de mécanique des sols avec solutions
traduit par H. Grunspan

- Fernand Morin

Notes de cours de mécanique des sols

Sol I et Sol II EPT. 1981

- Victor Ciubotariu

Notes de cours Hyd 5.22

Ressources hydriques EPT. 1982

- ORSTOM Dakar

Annuaire Hydrologiques de la Casamance

- Pierre Habib

Précis de Géotechnique

Dunod

- Marcel Mary

Les barrages

Que sais-je

Presses Universitaires de France

- Raymond Boucher

Technique des barrages

E.P.M

Montréal 1971

- Association Amicale des Ingénieurs Anciens Elèves
de l'ENPC

Novembre 1977

Remblais sur sols compressibles

ANNEXES

CALCUL DES
A. FACTEURS DE
SECURITE
ET
DETERMINATION
DES RESEAUX
D'ECOULEMENT

A. FACTEURS DE SECURITE

Nous utilisons les formules de Fellenius et de Bishop simplifiées. Nous apportons les simplifications nécessaires en fonction des hypothèses adoptées. Les formules sont exposées au chapitre II section 2.1.

A.1. HYPOTHESE DE CONSTRUCTION

Certaines parties des tranches situées dans le sol de fondation, sont immergées sans écoulement souterrain. Gas de pression interstitielle due au compactage

$$U_s = 0, W_2 \neq 0$$

$$W_2 = (\gamma_s - \gamma_w)(1 - n) V_F$$

V_F = volume du sol de fondation de la tranche.

γ_s = poids volumique des solides.

γ_w = " " de l'eau pris égal à l'unité

n = porosité

γ_d = poids volumique sec correspondant à la densité sèche proctor.

Dans nos calculs des facteurs de sécurité nous avons considéré que le remblai était homogène (donc sans drain) et composé de sable argileux.

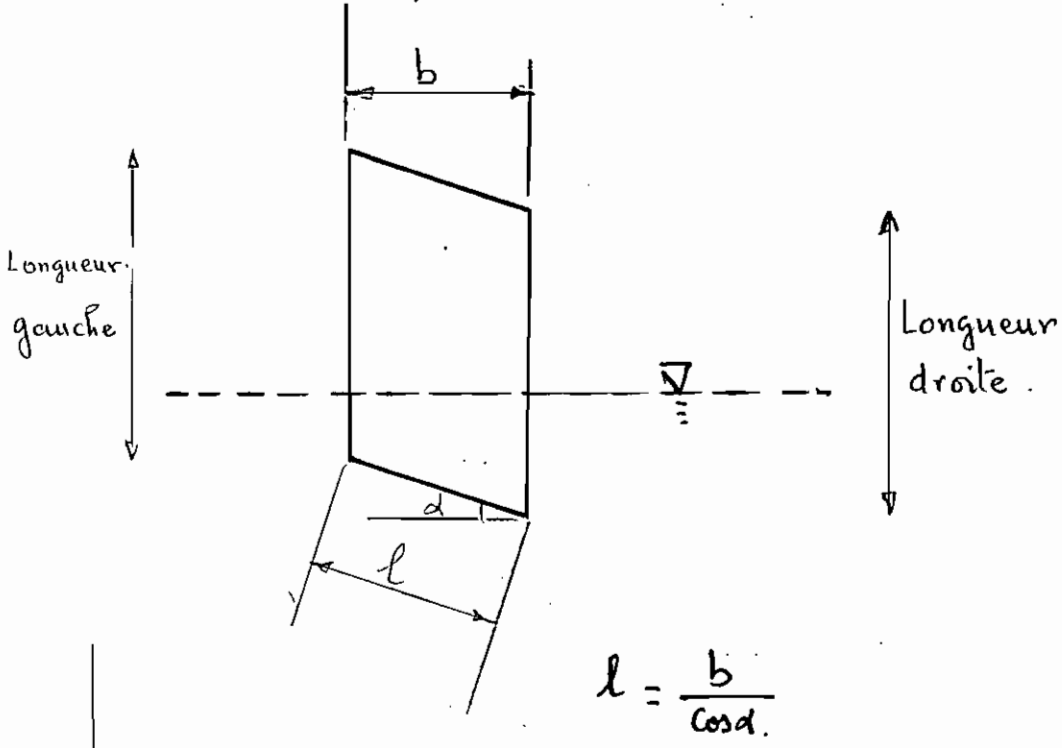
La formule devient

$$F = \frac{\sum c + \sum (W_1 \cos \alpha \tan \phi_r)}{\sum (W_1 + W_2) \sin \alpha}$$

Les calculs sont faits avec la formule de Fellenius. En effet, l'angle de frottement interne du sol de fondation étant nul, la formule de Bishop s'y appliquerait mal.

Nous avons considéré quatre cercles de rupture que nous appelons C_1, C_2, C_3, C_4 .

Les cercles de ruptures les plus critiques sont souvent centrés sur une verticale passant par le milieu de la pente des talus.



Géométrie des tranches

Cercle de rupture C_1 : tableaux A.1.C₁(a) à A.1.C₁(c)

Largeur des tranches 1 à 13 $b = 2.50 \text{ m.}$

Largeur de la tranche 14 $b = 1.17 \text{ m.}$

Cercle de rupture C_2 : tableaux A.1.C₂(a) à A.1.C₂(b)

Largeur des tranches 1 à 7 $b = 2.50 \text{ m}$

Largeur de la tranche 8 $b = 2.58 \text{ m.}$

Cercle de rupture C₃ : tableaux A.1.C₃

Largeur des tranches 1 à 8 b = 2.50 m

Largeur de la tranche 9 b = 1.00 m.

Cercle de rupture C₄ : tableaux A.1.C₄(a) à A.1.C₄(b)

Largeur des tranches 1 à 9 b = 2.50 m

Largeur de la tranche 10 b = 1.167 m.

Calculs en contraintes totales :

Paramètres utilisés :

Remblai : $\gamma_d = 2.0 \text{ t/m}^3$

$\phi_r = 20^\circ$

$C_r = 2.5 \text{ t/m}^2$

Fondation : $\gamma' = 0.46 \text{ t/m}^3$

$e_0 = 2.5$

$C_u = 1.5 \times 0.9 = 1.4 \text{ t/m}^2$ $\gamma_s = 2.6 \text{ t/m}^3$

0.9 est le coefficient de réduction dû à l'indice de plasticité $IP = 20$ (voir figure A.1)

Remarque : sur la colonne $l = b/\cos\alpha$ on peut avoir deux nombres : $\overset{X}{l}$ et $\underset{Y}{l}$

$X = l_R$

$Y = l_F$

R : Remblai

F : Fondation

et dans la formule on aura $C_l = C_r l_R + C_u l_F$

Les cercles de rupture C₁ à C₄ se trouvent sur le dessin n° 1

Les figures A.2 à A.5, donnent certaines caractéristiques des sols du barrage de Kamoboul et de Bantankountou (Casamance) (tableau A.1)

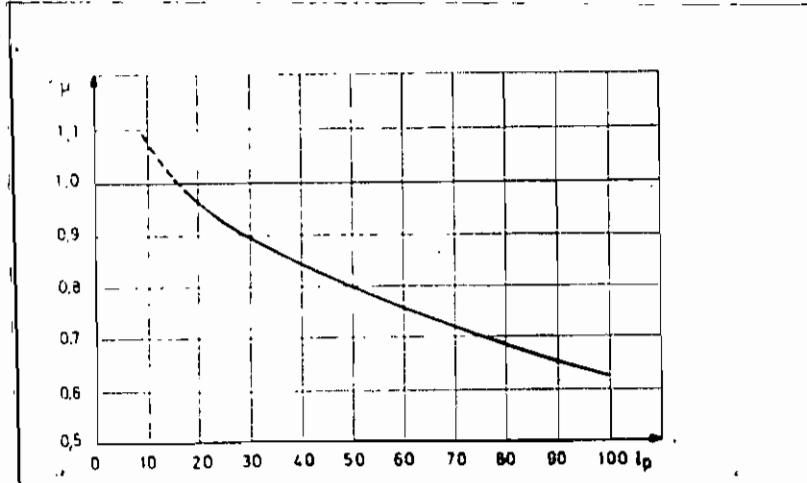


Fig. A-1 Coefficient correcteur $\mu(I_p)$ à appliquer à la valeur de la cohésion non drainée mesurée au scissomètre

Tranche	largeur (m)	Longueur gauche (m)			Longueur droite (m)			Volume de la tranche (m ³)			Poids de la tranche (t)			
		R	F	T	R	F	T	R	F	T	W ₁	W ₂	W ₁ +W ₂	W ₁ -W ₂
1	2.50	-	-	-	4.333	-	4.333	5.416	-	5.416	10.832	-	10.832	10.832
2	2.50	4.333	-	4.333	6.500	0.583	7.083	13.541	0.182	13.723	27.082	0.084	27.166	26.998
3	2.50	6.500	0.583	7.083	6.333	2.500	8.833	16.146	3.854	20.000	32.292	1.773	34.065	30.519
4	2.50	6.333	2.500	8.833	5.667	4.000	9.667	15.000	8.125	23.125	30.000	3.737	33.737	26.263
5	2.50	5.667	4.000	9.667	5.083	5.000	10.083	13.437	11.250	24.687	26.875	5.175	32.050	21.700
6	2.50	5.083	5.000	10.083	4.417	5.667	10.084	11.875	13.334	25.209	23.750	6.134	29.884	17.616
7	2.50	4.417	5.667	10.084	3.750	5.983	9.733	10.209	14.562	24.771	20.418	6.698	27.116	13.720
8	2.50	3.750	5.983	9.733	3.833	6.000	9.833	9.479	14.979	24.458	18.958	6.890	25.848	12.068
9	2.50	3.833	6.000	9.833	2.500	5.833	8.333	7.916	14.791	22.707	15.832	6.804	22.636	9.028
10	2.50	2.500	5.833	8.333	1.833	5.250	7.083	5.416	13.854	19.270	10.832	6.373	17.205	4.459
11	2.50	1.833	5.250	7.083	1.167	4.250	5.417	3.750	11.875	15.625	7.500	5.462	12.962	2.038
12	2.50	1.167	4.250	5.417	0.417	2.917	3.334	1.980	8.959	10.939	3.960	4.121	8.081	0.161
13	2.50	0.417	2.917	3.334	-	1.125	1.125	0.382	5.052	5.434	0.764	2.324	3.088	-1.560
14	1.17	-	1.125	1.125	-	-	-	-	0.731	0.731	-	0.336	0.336	-0.336

Tableau A.I.C₁. (a)

Tranche	$l(m) = \frac{b}{\cos \alpha}$	$\operatorname{tg} \alpha$	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	C		$\operatorname{tg} \varphi$	
					R	F	R	F
1	5.435	1.928	0.888	0.460	3.0	-	0.364	-
2	$\frac{3.219}{0.833}$	1.273	0.786	0.617	3.0	1.4	0.364	0
3	3.268	0.842	0.644	0.765	-	1.4	0.364	0
4	2.969	0.641	0.539	0.842	-	1.4	0.364	0
5	2.732	0.441	0.403	0.915	-	1.4	0.364	0
6	2.637	0.333	0.316	0.948	-	1.4	0.364	0
7	2.523	0.134	0.132	0.991	-	1.4	0.364	0
8	2.502	0.031	0.031	0.999	-	1.4	0.364	0
9	2.525	-0.141	-0.139	0.990	-	1.4	0.364	0
10	2.585	-0.263	-0.254	0.967	-	1.4	0.364	0
11	2.717	-0.425	-0.391	0.920	-	1.4	0.364	0
12	2.887	-0.577	-0.499	0.866	-	1.4	0.364	0
13	3.213	-0.807	-0.628	0.778	-	1.4	0.364	0
14	1.655	-1.000	-0.707	0.707	-	1.4	-	0

Tableau A.1. C, (b)

Franche	C x l			$(W_1 + W_2) \sin d$	$W_1 \tan \phi_R$	$W_1 \tan \phi_R \cos d$	$cl + W_1 \tan \phi_R \cos d$
	R	F	T				
1	13.587	-	13.587	9.619	3.943	1.814	15.401
2	8.047	1.166	9.213	21.352	9.858	6.082	15.295
3	-	4.575	4.575	21.938	11.754	8.992	13.567
4	-	4.156	4.156	18.184	10.920	9.195	13.351
5	-	3.824	3.824	12.916	9.782	8.950	12.774
6	-	3.691	3.691	9.443	8.645	8.195	11.886
7	-	3.532	3.532	3.579	7.432	7.365	10.717
8	-	3.502	3.502	0.801	6.900	6.893	10.395
9	-	3.535	3.535	-3.146	5.763	5.705	9.240
10	-	3.619	3.619	-4.370	3.943	3.813	7.432
11	-	3.803	3.803	-5.068	2.730	2.512	6.315
12	-	4.041	4.041	-4.032	1.441	1.248	5.289
13	-	4.498	4.498	-1.939	0.278	0.216	4.714
14	-	2.317	2.317	-0.237	-	-	2.317

Tableau A.1. C₁(C)

$$\Sigma = 79.040$$

$$F = \frac{138.693}{79.040} = 1.75$$

$$\Sigma = 138.693$$

Tranche	largeur b (m)	Longueur gauche (m)			Longueur droite (m)			Volume de la tranche (m ³)			Poids de la tranche (t)			
		R	F	T	R	F	T	R	F	T	W ₁	W ₂	W ₁ +W ₂	W ₁ -W ₂
1	2.50	-	-	-	2.667	-	2.667	3.334	-	3.334	6.668	-	6.668	6.668
2	2.50	2.667	-	2.667	3.958	-	3.958	8.281	-	8.281	16.562	-	16.562	16.562
3	2.50	3.958	-	3.958	4.500	-	4.500	10.572	-	10.572	21.144	-	21.144	21.144
4	2.50	4.500	-	4.500	4.042	0.500	4.542	10.414	0.521	10.935	20.828	0.239	21.067	20.589
5	2.50	4.042	0.500	4.542	3.333	0.750	4.083	9.219	1.562	10.781	18.438	0.718	19.156	17.720
6	2.50	3.333	0.750	4.083	2.667	0.583	3.250	7.500	1.666	9.166	15.000	0.766	15.766	14.234
7	2.50	2.667	0.583	3.250	1.875	-	1.875	5.911	0.632	6.543	11.822	0.290	12.112	11.532
8	2.58	1.875	-	1.875	-	-	-	2.419	-	2.419	4.838	-	4.838	4.838

Tableau A.1. C₂ (a)

Tranche	l(m) $\frac{b}{\cos \alpha}$	C x l			tga	sind	Cosd	tg ϕ_R	W ₁ tg ϕ_R	W ₁ tg ϕ_R Cosd	(W ₁ +W ₂)sind	cl + W ₁ tg ϕ_R Cosd.
		R	F	T								
1	4.570	11.425	-	11.425	1.529	0.837	0.547	0.364	2.427	1.327	5.581	12.752
2	3.125	7.812	-	7.812	0.750	0.600	0.900	0.364	6.028	4.822	9.937	12.634
3	2.765	6.912	-	6.912	0.474	0.428	0.904	0.364	7.696	6.957	9.050	13.869
4	2.596	-	3.634	3.634	0.280	0.269	0.963	0.364	7.581	7.300	5.602	10.934
5	2.510	-	3.514	3.514	0.088	0.088	0.996	0.364	6.711	6.684	1.685	10.198
6	2.518	-	3.525	3.525	-0.115	-0.114	0.993	0.364	5.460	5.421	-1.797	8.946
7	2.577	-	3.607	3.607	-0.250	-0.242	0.970	0.364	4.303	4.173	-2.931	7.780
8	2.851	7.121	-	7.127	-0.471	-0.426	0.905	0.364	1.759	1.591	-2.060	8.886

$\Sigma = 25.067$

$\Sigma = 85.999$

Tableau A.1. C₂ (b)

$$F_F = \frac{85.999}{25.067} = 3.43$$

Tranche	largeur b (m)	$l(m) = \frac{b}{\cos d}$	longueur gauche (m)	longueur droite (m)	Volume (m ³)	Poids (t) W	Cx l	tg d	Sin d	cos d	W tg d _R	W sin d	W tg d _R cos d	Cx l + W tg d _R cos d
1	2.50	3.649	—	2.250	2.979	5.958	9.122	1.062	0.728	0.685	2.168	4.337	1.578	10.700
2	2.50	3.048	2.250	3.333	6.979	13.958	7.620	0.697	0.572	0.820	5.080	7.984	4.165	11.785
3	2.50	2.765	3.333	3.833	8.957	17.914	6.912	0.474	0.428	0.904	6.520	7.667	5.894	12.806
4	2.50	2.596	3.833	3.917	9.687	19.374	6.490	0.278	0.268	0.963	7.052	5.192	6.791	13.281
5	2.50	2.517	3.917	3.667	9.480	18.960	6.292	0.118	0.117	0.993	6.901	2.218	6.852	13.144
6	2.50	2.500	3.667	3.083	8.437	16.874	6.250	0	0	1.000	6.142	0	6.142	12.392
7	2.50	2.517	3.083	2.000	6.354	12.708	6.292	-0.117	-0.116	0.993	4.625	-1.474	4.592	10.884
8	2.50	2.582	2.000	0.667	3.334	6.668	6.455	-0.259	-0.251	0.968	2.427	-1.673	2.349	8.804
9	1.00	1.055	0.667	—	0.333	0.666	2.637	-0.333	-0.316	0.948	0.242	-0.210	0.229	2.366

$\Sigma = 24.041$ $\Sigma = 96.662$

Tableau A.1. C₃

$$F_F = \frac{96.662}{24.041} = 4.02$$

Ecole Polytechnique
 Université de Montréal

franche	longueur b (m)	longueur gauche (m)			longueur droite (m)			Volume (m ³)			Poids (t)			
		R	F	T	R	F	T	R	F	T	W ₁	W ₂	W ₁ +W ₂	W ₁ -W ₂
1	2.50	-	-	-	4.750	-	4.750	6.668	-	6.668	13.336	-	13.336	13.336
2	2.50	4.750	-	4.750	5.583	1.000	6.583	12.916	0.583	13.499	25.732	0.268	26.100	25.564
3	2.50	5.583	1.000	6.583	4.917	2.500	7.417	13.125	4.375	17.500	26.250	0.201	26.451	26.049
4	2.50	4.917	2.500	7.417	4.250	3.500	7.750	11.459	7.500	18.959	22.918	3.450	26.368	19.468
5	2.50	4.250	3.500	7.750	3.583	3.833	7.416	9.791	9.166	18.957	19.582	4.216	23.798	15.366
6	2.50	3.583	3.833	7.416	2.917	3.750	6.667	8.125	9.479	17.604	16.250	4.360	20.610	11.890
7	2.50	2.917	3.750	6.667	2.333	3.250	5.583	6.562	8.750	15.312	13.124	4.025	17.149	9.099
8	2.50	2.333	3.250	5.583	1.667	2.167	3.834	5.000	6.771	11.771	10.000	3.114	13.114	6.886
9	2.50	1.667	2.167	3.834	1.083	0.417	1.500	3.437	3.230	6.667	6.874	1.485	8.359	5.389
10	1.167	1.083	0.417	1.500	-	-	-	0.806	0.139	0.945	1.612	0.064	1.676	1.548

Tableau A.1. C₄ (a)

Tranche	$\frac{l(m)}{b \cos \alpha}$	C x l			Tgd	sind	cosd	Tg ϕ_R	W ₁ Tg ϕ_R	(W ₁ +W ₂)sind	W ₁ Tg ϕ_R cos α	C.l + W ₁ Tg ϕ_R cos α
		R	F	T								
1	5.593	13.982	-	13.982	2.000	0.894	0.447	0.364	4.854	11.922	2.169	16.151
2	1.907 1.669	4.767	2.336	7.103	1.023	0.715	0.699	0.364	9.402	18.661	6.572	13.675
3	2.944	-	4.121	4.121	0.622	0.528	0.849	0.364	9.555	13.966	8.112	12.233
4	2.648	-	3.707	3.707	0.349	0.379	0.944	0.364	8.342	8.675	7.874	11.581
5	2.530	-	3.542	3.542	0.154	0.152	0.988	0.364	7.127	3.617	7.041	10.583
6	2.500	-	3.500	3.500	0	0	1.000	0.364	6.408	0	6.408	9.908
7	2.593	-	3.630	3.630	-0.272	-0.262	0.964	0.364	4.777	-4.493	4.605	8.235
8	2.723	-	3.812	3.812	-0.431	-0.395	0.918	0.364	3.640	-5.180	3.341	7.153
9	3.401	-	4.761	4.761	-0.920	-0.677	0.735	0.364	2.502	-5.659	1.838	6.599
10	0.707F 0.943(a)	2.357	0.989	3.346	-1.000	-0.707	0.707	0.364	0.586	-1.184	0.414	3.760

$\Sigma = 40.325 \qquad \Sigma = 99.203$

$F = \frac{99.203}{40.325} = 2.46$

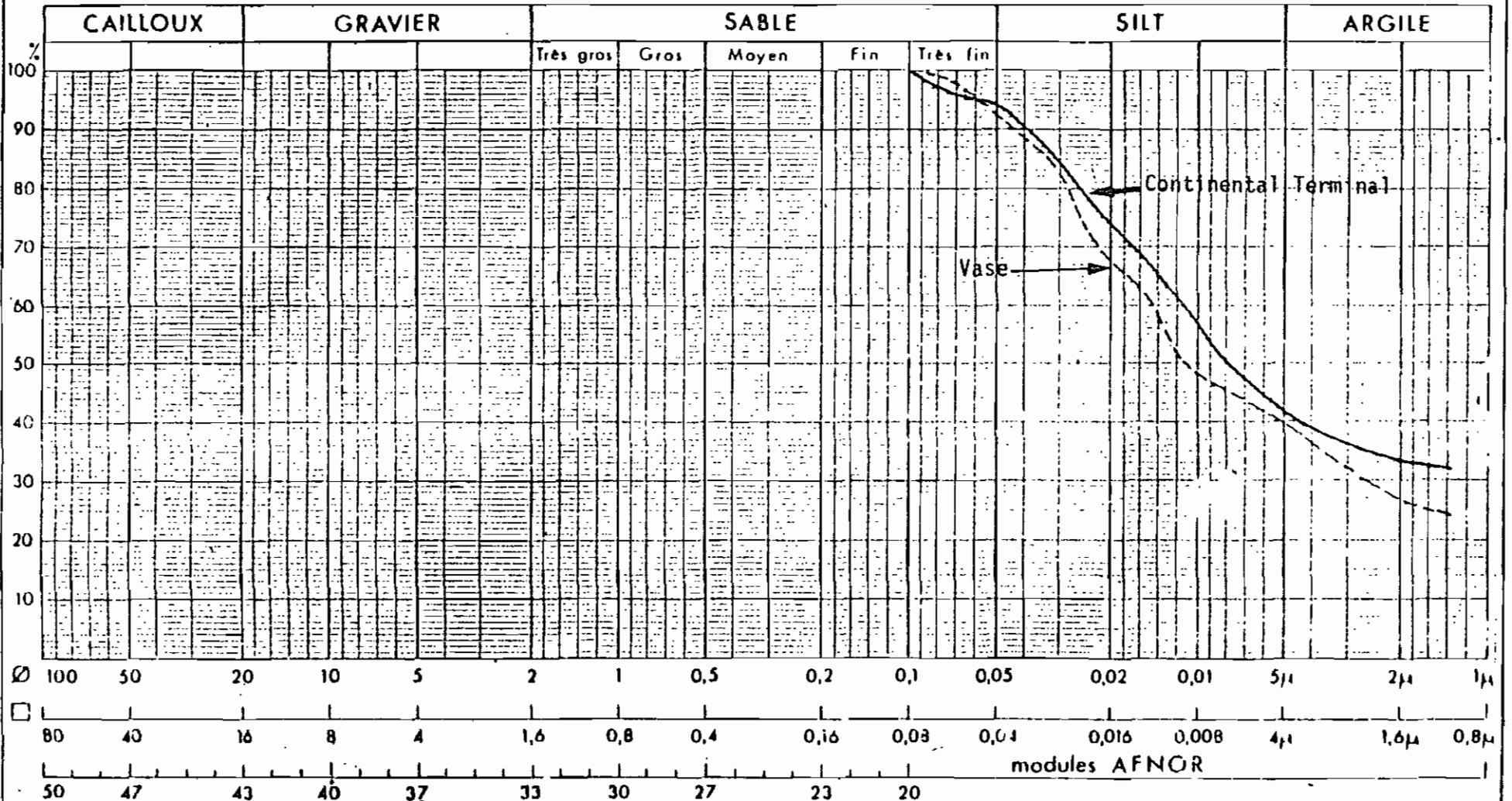
Tableau A.1. C4 (b)

KAMOBÉUL - BOLON

- BRGM -

IDENTIFICATION

Figure A.2



Dossier N°		LL	LP	IP	ES	Classification
57-T1	0.60 - 0.90	34	15.5	18.5	-	A6 (11)
58-T3	2.60 - 3.00	21.5	10	11.5	-	A6 (8)

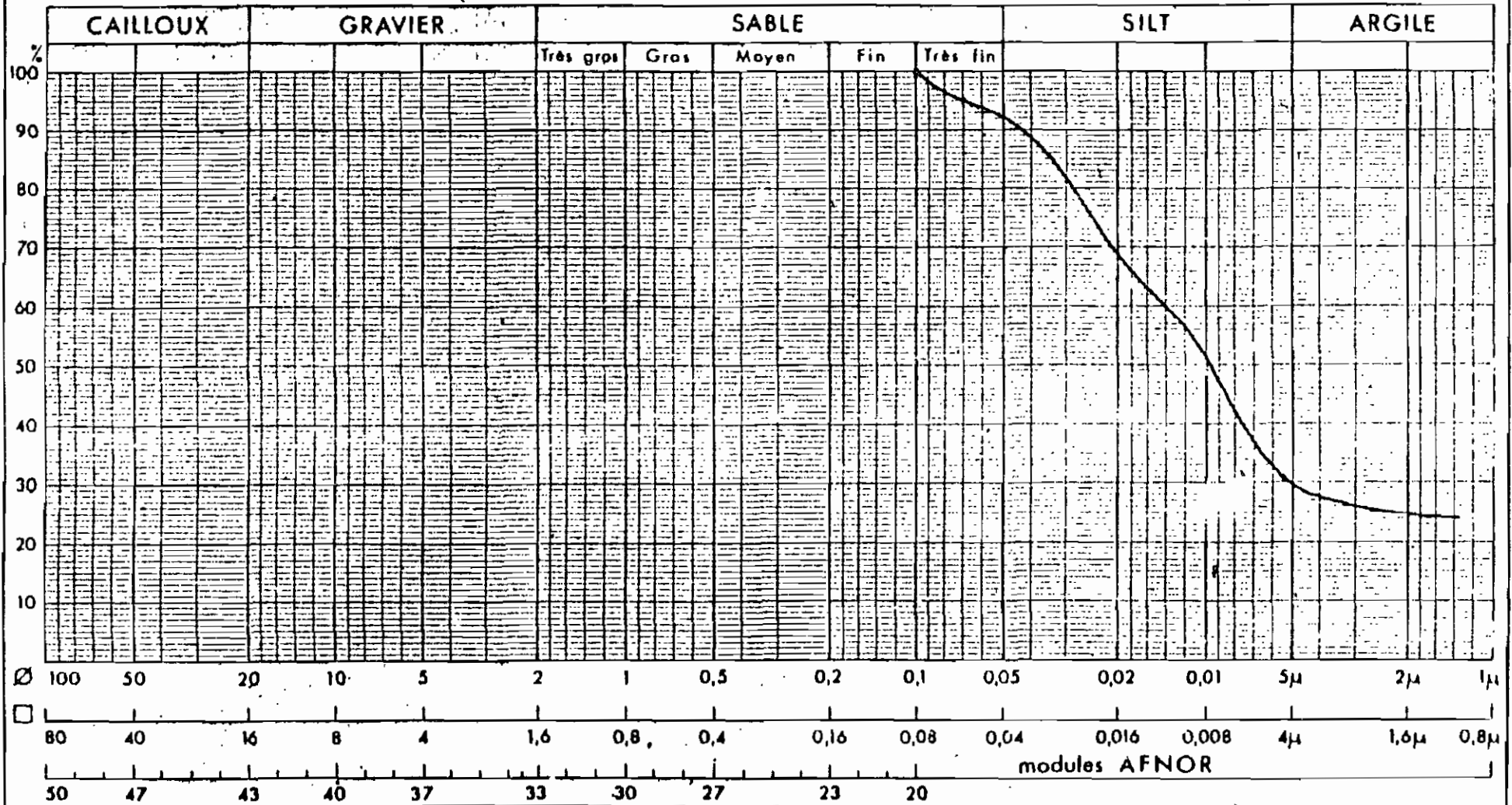
Argile peu plastique - Ap
- ld -
CEREEQ Dakar

KAMOBELL - BOLON

- BRGM -

- IDENTIFICATION -

Figure A.3



Vase	LL	LP	IP	ES	Classification
B.A.S. Site 1 0.50 - 4.50	67.5	30	37.5	-	A75 (20)

Lt

Dossier N°

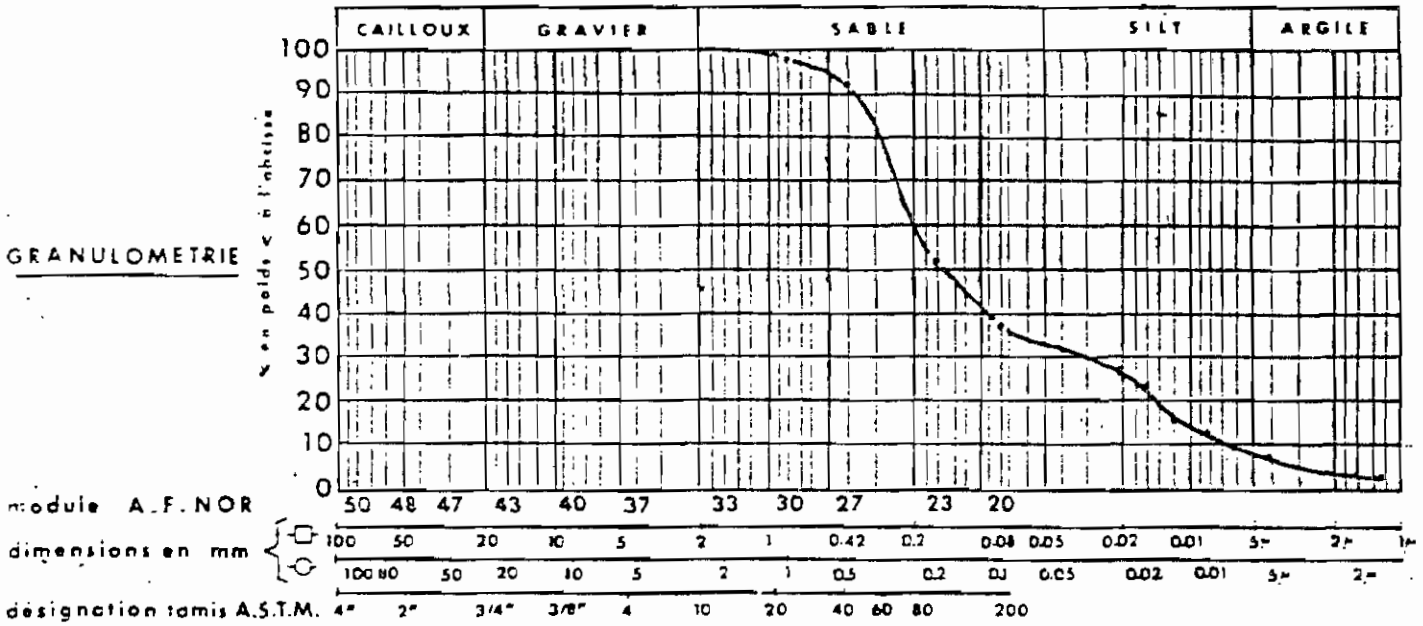
CEREGO Dakar

BRGM

Figure A.4

CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DES MATERIAUX

ESSAIS D'IDENTIFICATION	Limites d'Atterberg			ES	Classification L.C.P.C
	WL	WP	IP		
SL' Emprunt	18.5	11	7.5	-	SA-SL A4(0)

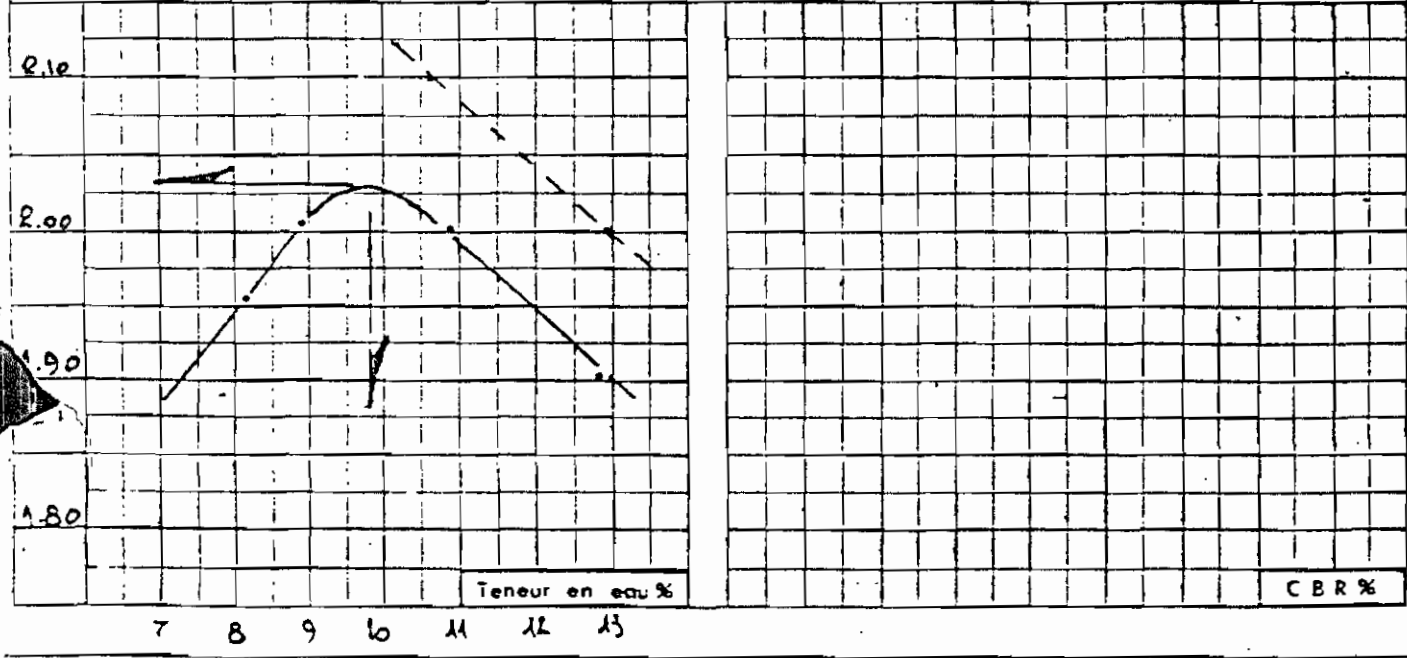


module A.F.NOR

dimensions en mm

designations tamis A.S.T.M.

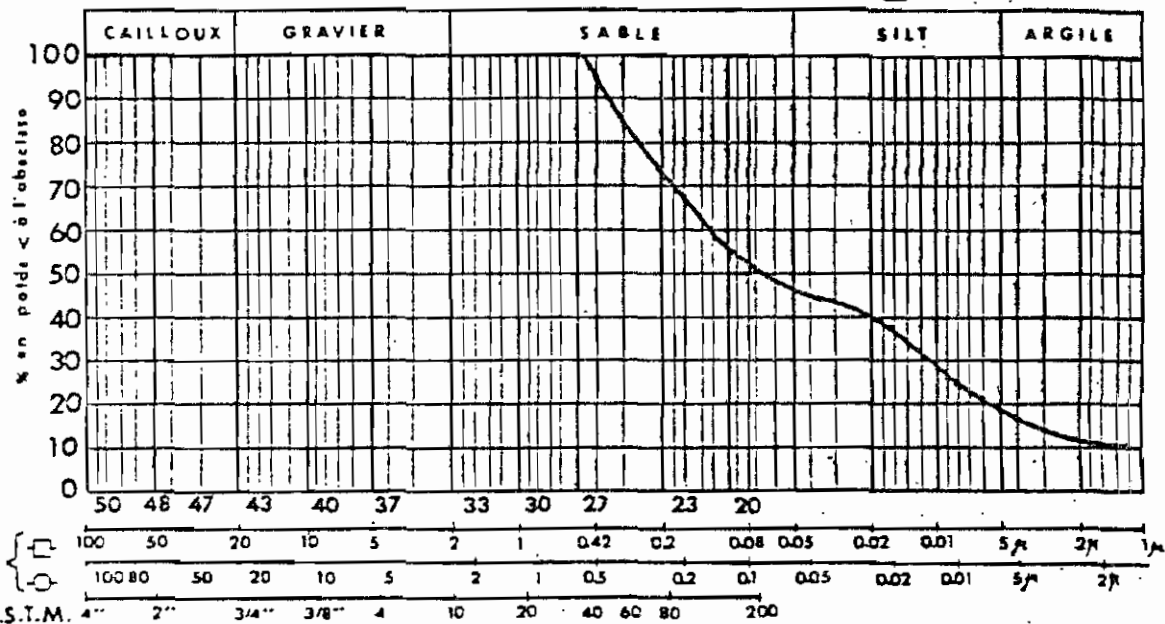
ESSAI PROCTOR NORMAL			ESSAI CBR (après 96 heures d'imbibition)				
Type de matériau	Densité sèche maximum	Teneur en eau optimum %	Type de matériau	N coups	Yd	W % saturation	Gonflement %
Sable légers Argileux	2.03 t/m ³	9.8%		○ 55 △ 25 □ 10			
				○ 55 △ 25 □ 10			



ESSAIS D'IDENTIFICATION

	Limites d'Atterberg			ES	Classification L.C.P.C
	WL	WP	IP		
S9 - Puits 1 (T3) Emprunt 1m	41	16.5	26.5		SA - Ap (A76(9))

GRANULOMETRIE



module A.F.N.O.R

dimensions en mm

designation tamis A.S.T.M.

ESSAI PROCTOR NORMAL			ESSAI CBR (après 96 heures d'imbibition)				
Couche étudiée	Densité sèche maximum	Teneur en eau optimum %	Couche étudiée	N coups	γ _d	W % saturation	Gonflement %
	1.93 t/m ³	11.7%		⊙ 55			
				Δ 25			
				□ 10			
				⊙ 55			
				Δ 25			
				□ 10			

Digue de BANTANKOUNTOUFondations

Les sols de fondation présentent les caractéristiques suivantes :

Sondage	rive droite	rive droite	rive gauche	rive gauche
Profondeur	0,40 à 0,70	0,80 à 1,10	0,30 à 0,60	0,60 à 0,90
Teneur en eau naturelle	21,5	14,5	34,6	17,4
Masse volumique	2,64	2,65	2,65	2,66
% d'argile	9	3	19	6
% de silt	15	5	29	9
% de sable	76	92	52	85
Limite de liquidité	22,4	17,2	32,0	15,7
Limite de plasticité	13,9	15,5	15,9	13,5
Indice de plasticité	8,5	1,7	16,1	2,2
Indice de consistance	0,1	1,6	0	0
Perméabilité (cm/s)		$0,10^{-6}$	10^{-5}	
Cohésion (bars)		0	0,150	
Angle de frottement interne		$34^{\circ}40'$	$28^{\circ}50'$	

Tableau A.1

Caractéristiques
du sol de fonda-
tion (Digue
de Bantankountou
Caramance)

A.2 HYPOTHESE DE SERVICE

A.2.1 Remblai et sol de fondation ont même perméabilité $K = 10^{-5}$ cm/sec.

a) Réseau d'écoulement.

Conditions aux limites :

AB : ligne équipotentielle, les lignes de courant la couperont perpendiculairement.

AA' : ligne équipotentielle

A''A''' : ligne de courant

Construction de A. Casagrande et de Kozeny :

Le long de la surface de l'eau BE on trace

$BF = 0.3 BG$, G se trouve au droit de A.

On trace la parabole qui passe par F et qui a I comme foyer conformément à la relation

$$x = \frac{z^2 - x^2}{2x}$$

avec $x = \sqrt{y^2 + H^2} - y$

La parabole est raccordée au point B par une courbe douce tangente à la parabole et qui recoupe AB à angle droit

Application :

$$\frac{AG}{BG} = \frac{1}{9} \Rightarrow GB = \frac{5}{1/4} = 20 \text{ m.}$$

$$BF = 0.3 \times 20 = 6 \text{ m.}$$

$$Y = 16.45 \text{ m}$$

$$X = \sqrt{16.45^2 + 5^2} - 16.45 = 0.743 \text{ m}$$

$$x = 0.673 z^2 - 0.371 \quad \text{parabolo de Kozény}$$

Esquisse de quelques points

z (m)	0	0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5
x (m)	-0.371	-0.203	0.302	1.103	2.321	3.835	5.686	7.873	10.397	13.257	16.45

On trace la parabole dans le barrage à l'échelle (Dessin n° 2). Le point d'émergence de la ligne de percolation sur le drain est donné par les abaques de Gilboy (figures A.6 et A.7)

$$Y = 16.45 \text{ m}$$

$$m = \frac{a}{H} \sin \beta$$

ici β représente l'angle que fait le drain-cheminée avec l'horizontal:

$$\beta = \tan^{-1} \left(\frac{1}{0.4} \right) = 68.2^\circ$$

$$\text{On a aussi } H' = m H$$

$$\frac{Y}{H} = \frac{16.45}{5} = 3.29$$

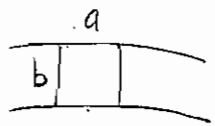
$$\text{On lit } m = 0.18 \quad (\text{figure A.6})$$

$$H' = 0.18 \times 5 = 0.80 \text{ m}$$

La ligne de percolation part de B et aboutit au point d'émergence E.

On trace ensuite le réseau d'écoulement.

Le milieu étant isotrope le réseau d'écoulement doit être constitué de carrés : $k_h = k_v$



$$\Delta Q = K i A$$

$$= K \frac{\Delta \Delta h}{a} \times b \quad i = \text{gradient hydraulique}$$

$$= K \frac{\Delta h}{N_D} \times \frac{b}{a} \quad \Delta \Delta h = \frac{\Delta h}{N_D}$$

$$Q = N_f \Delta Q = K \Delta h \frac{N_D}{N_f} \times \frac{b}{a}$$

le réseau étant quadratique on a $a = b$

(pour le réseau d'écoulement voir dessin n° 2)

b) Facteurs de sécurité

Les formules de Fellenius et de Bishop simplifiée exposées au chapitre II ont été utilisées pour le calcul des facteurs de sécurité.

Pour ces calculs, nous avons considéré les deux cercles de rupture les plus critiques de l'hypothèse de construction

- C_1 (service) correspond à C_1 (construction)
- C_2 (service) " " à C_4 (construction)

$$\gamma_s (\text{drain}) = 1.9 \text{ t/m}^3$$

Quand un facteur de sécurité est trop élevé avec Fellenius et dépasse un autre facteur, nous ne continuons pas les calculs par la formule de Bishop, puisque la ligne de glissement n'est pas critique. On commence par déterminer les pressions interstitielles moyennes sur chaque tranche.

Talus aval à sec.

Certaines tranches sont partiellement immergées et il y a écoulement souterrain.

Le réseau d'écoulement a donné les valeurs suivantes :

$$N_D = 6$$

$$N_f = 21.5$$

$$\Delta h = \frac{5.0}{21.5} = 0.233$$

On détermine les pressions interstitielles (tableaux A.2.C.1(a) et A.2.C.2(a)). La pression interstitielle $u = (\text{charge hydrostatique} - \text{perte de charge}) \times \gamma_w$.

$$\gamma_w = 1 \text{ t/m}^3$$

La géométrie des tranches est donnée dans l'hypothèse de construction (section A.1)

Formules

$$\text{Fellenius} \quad F = \frac{\sum c' + \sum [(W_1 + W_2) \cos \alpha - u l] \tan \phi'}{\sum (W_1 + W_2) \sin \alpha}$$

écoulement souterrain et pression interstitielle :

$$u \neq 0 \quad W_2 \neq 0$$

$$\text{Bishop} : F = \frac{\sum \left[c' + (W_1 + W_2 - u l) \tan \phi' \frac{1}{\cos \alpha \left(1 + \frac{\tan \phi' \tan \alpha}{F} \right)} \right]}{\sum W \sin \alpha}$$

$$u \neq 0, \quad W_2 \neq 0 \quad W = W_1 + W_2$$

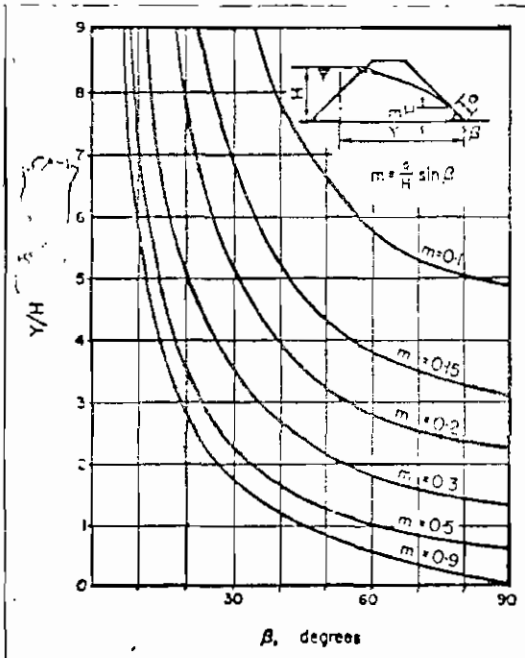


Fig. 2.10B
34

Figure A.6 détermination du point d'émergence de la ligne phréatique (Gilboy)

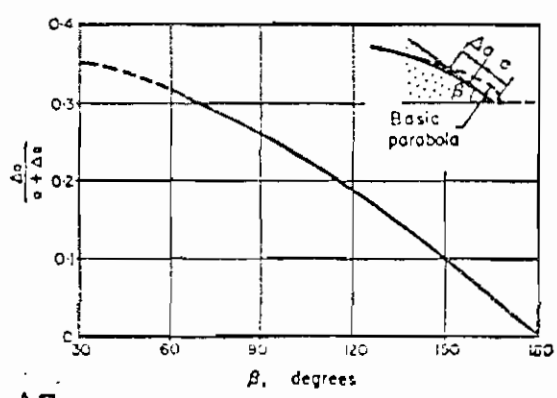


Fig. A.7 Determination of discharge point (after Casagrande)

Tranche		charge hydro- statique (m)	Perte de charge (m)	Pression inter- sticielle (t/m ²)	Pression in- tersticielle moy. zone
1	g	-	-	0	0
	d	2.916	2.916	0	
2	g	2.916	2.916	0	2.242
	d	7.000	$0.233 \times 10.8 = 2.516$	4.484	
3	g	7.000	$0.233 \times 10.8 = 2.516$	4.484	4.623
	d	7.583	$0.233 \times 12.1 = 2.820$	4.763	
4	g	7.583	$0.233 \times 12.1 = 2.820$	4.763	5.309
	d	9.000	$0.233 \times 13.5 = 3.145$	5.855	
5	g	9.000	$0.233 \times 13.5 = 3.145$	5.855	6.256
	d	10.083	$0.233 \times 14.7 = 3.425$	6.658	
6	g	10.083	$0.233 \times 14.7 = 3.425$	6.658	6.875
	d	10.750	$0.233 \times 15.7 = 3.658$	7.092	
7	g	10.750	$0.233 \times 15.7 = 3.658$	7.092	7.100
	d	11.000	$0.233 \times 16.7 = 3.891$	7.109	
8	g	11.000	$0.233 \times 16.7 = 3.891$	7.109	6.992
	d	11.000	$0.233 \times 17.7 = 4.124$	6.876	
9	g	11.000	$0.233 \times 17.7 = 4.124$	6.876	6.509
	d	10.500	$0.233 \times 18.7 = 4.357$	6.143	
10	g	10.500	$0.233 \times 18.7 = 4.357$	6.143	5.819
	d	10.015	$0.233 \times 19.4 = 4.520$	5.495	
11	g	10.015	$0.233 \times 19.4 = 4.520$	5.495	5.003
	d	9.206	$0.233 \times 20.15 = 4.695$	4.511	
12	g	9.206	$0.233 \times 20.15 = 4.695$	4.511	3.869
	d	8.074	$0.233 \times 20.80 = 4.846$	3.228	
13	g	8.074	$0.233 \times 20.80 = 4.846$	3.228	2.300
	d	6.335	$0.233 \times 21.30 = 4.963$	1.372	
14	g	6.335	$0.233 \times 21.30 = 4.963$	1.372	0.686
	d	5.000	$0.233 \times 21.5 = 5.000$	0	

Tableau A. 2. C₁ (a)

Tranche	Volume non saturé' (m ³)			Volume saturé (m ³)	Poids non saturé' (t)				Poids (t) du sol w ₂ saturé	W ₁ +W ₂
	Sol I	Sol II	Sol III		Sol I	Sol II	Sol III	W ₁		
1	2.437	2.406	-	-	5.507	4.571	-	10.078	-	10.078
2	3.204	10.231	-	0.055	7.241	19.439	-	26.680	0.025	26.705
3	8.733	6.787	-	3.433	19.736	12.895	-	32.631	1.579	34.210
4	11.042	3.332	-	7.603	24.955	6.330	-	31.285	3.497	34.782
5	9.375	3.332	-	10.937	21.187	6.330	-	27.517	5.031	32.548
6	7.604	3.332	-	12.917	17.185	6.330	-	23.515	5.941	29.456
7	6.041	3.332	-	14.375	13.652	6.330	-	19.982	6.612	26.594
8	4.479	3.332	-	15.000	10.122	6.330	-	16.452	6.900	23.352
9	3.020	3.332	-	14.583	6.925	6.330	-	13.155	6.708	19.863
10	1.562	3.332	-	13.542	3.530	6.330	-	9.860	6.229	16.089
11	0.277	3.332	-	11.875	0.626	-	-	6.959	5.462	12.420
12	-	3.228	-	9.270	-	6.133	-	6.133	4.264	10.397
13	-	0.833	-	5.417	-	1.582	-	1.582	2.491	4.073
14	-	-	-	0.731	-	-	-	-	0.336	0.336

Tableau A.2. C₁(b)

tranche	l	ul	$c'l$	$(W_1+W_2)\sin\alpha$	$(W_1+W_2)\cos\alpha \cdot ul$	$(W_1+W_2)\cos\alpha$	$[(W_1+W_2)\cos\alpha \cdot ul] \lg \varphi'$	$c'l + [(W_1+W_2)\cos\alpha \cdot ul] \lg \varphi'$
1	1.087	-	3.261	8.949	4.635	4.635	0.982	4.243
2	0.810	1.816	2.430	20.990	14.660	16.476	3.108	5.538
3	3.268	15.108	9.904	22.031	11.062	26.170	2.345	12.149
4	2.969	15.762	8.907	18.747	13.524	29.286	2.867	11.774
5	2.732	17.092	8.196	13.116	12.689	29.781	2.690	10.886
6	2.637	18.129	7.911	9.305	9.795	27.924	2.076	9.987
7	2.523	17.913	7.569	3.510	8.441	26.354	1.789	9.358
8	2.500	17.480	7.500	0.724	5.849	23.328	1.240	8.740
9	2.525	16.435	7.575	-2.760	3.229	19.664	0.684	8.259
10	2.585	15.042	7.755	-4.086	0.516	15.558	0.109	7.864
11	2.717	13.593	8.151	-4.856	-2.167	11.426	-0.459	7.692
12	2.887	11.170	8.661	-5.188	-2.167	9.003	-0.459	8.202
13	3.213	7.390	9.639	-2.557	-4.222	3.168	-0.895	8.744
14	1.655	1.135	4.965	-0.237	-0.898	0.237	-0.190	4.775

Tableau A.2.C. (c)

$$\Sigma = 77.685$$

$$F_F = \frac{118.211}{77.685} = 1.52$$

$$\Sigma = 118.211$$

Franchise	C'b	U _{ib}	$t_{gd}t_{g\psi}$	$t_{gd}t_{g\psi}/F$	$1+t_{gd}t_{g\psi}/F$	$(1+t_{gd}t_{g\psi})/F \cos \alpha$	$\frac{1}{(1+t_{gd}t_{g\psi})/F \cos \alpha}$	$W_1 + W_2 - U_{ib}$	$(W_1 + W_2 - U_{ib})/F \cos \alpha$	$\frac{(W_1 + W_2 - U_{ib})/F \cos \alpha}{\cos \alpha (1 + t_{gd}t_{g\psi}/F)}$	$\frac{C'b (W_1 + W_2 - U_{ib})/F \cos \alpha}{\cos \alpha (1 + t_{gd}t_{g\psi}/F)}$
1	5.499	-	0.408	0.268	1.268	0.583	1.714	10.078	2.136	3.661	9.160
2	1.500	0.746	0.269	0.177	1.177	0.726	1.377	25.930	5.503	7.580	9.080
3	7.500	11.557	0.178	0.117	1.117	0.854	1.170	22.653	4.802	5.618	13.118
4	7.500	13.272	0.135	0.089	1.089	0.917	1.090	21.510	4.560	4.970	12.470
5	7.500	15.640	0.093	0.061	1.061	0.971	1.030	16.908	3.584	3.691	11.191
6	7.500	17.187	0.070	0.046	1.046	0.992	1.008	12.269	2.601	2.622	10.122
7	7.500	17.750	0.028	0.018	1.018	1.009	0.991	8.844	1.875	1.858	9.358
8	7.500	17.480	0.006	0.004	1.004	1.003	0.997	5.872	1.245	1.241	8.741
9	7.500	16.272	-0.029	-0.019	0.981	0.971	1.030	3.591	0.761	0.784	8.284
10	7.500	14.547	-0.055	-0.036	0.964	0.932	1.073	1.542	0.327	0.351	7.851
11	7.500	12.507	-0.090	-0.059	0.941	0.866	1.155	-0.087	-0.018	-0.021	7.479
12	7.500	9.672	-0.122	-0.080	0.920	0.797	1.255	0.725	0.154	0.193	7.693
13	7.500	5.750	-0.171	-0.112	0.888	0.691	1.447	-0.677	-0.143	-0.207	7.293
14	3.510	1.715	-0.212	-0.139	0.861	0.609	1.643	-1.379	-0.292	-0.480	3.030

$\Sigma = 124.870$

$F_B^{(d)} = \frac{124.870}{77.685} = 1.60$

Tableau A. 2. C₁ (d)

Tranche	$\frac{t_{g0} t_{g0}}{F}$	$\frac{1+t_{g0} t_{g0}}{F}$	$\frac{(1+t_{g0} t_{g0})^2}{F^2 \cos \alpha}$	$\frac{1}{(1+t_{g0} t_{g0})^2 \cos \alpha}$	$\frac{(1+t_{g0} t_{g0})^2 \times 1}{\cos^2 (1+t_{g0} t_{g0})^2}$	$\frac{1}{c'b + (1+t_{g0} t_{g0})^2 \cos \alpha (1+t_{g0} t_{g0})^2}$
1	0.255	1.255	0.577	1.733	3.702	9.201
2	0.168	1.168	0.721	1.387	7.633	9.133
3	0.111	1.111	0.850	1.176	5.647	13.147
4	0.084	1.084	0.913	1.095	4.993	12.493
5	0.058	1.058	0.968	1.033	3.702	11.202
6	0.044	1.044	0.990	1.010	2.627	10.127
7	0.017	1.017	1.008	0.992	1.860	9.360
8	0.004	1.004	1.003	0.997	1.241	8.741
9	-0.018	0.982	0.972	1.029	0.783	8.283
10	-0.034	0.966	0.934	1.070	0.350	7.850
11	-0.056	0.944	0.868	1.151	-0.021	7.479
12	-0.076	0.924	0.800	1.250	0.192	7.692
13	-0.107	0.893	0.695	1.439	-0.206	7.294
14	-0.132	0.868	0.614	1.629	-0.476	3.034

$$F_8^{(2)} = \frac{125.036}{77.685} = 1.61$$

Tableau A.2. C₁(e)

$$\Sigma = 125.036$$

Tranche		Charge (m) hydrostatique	Perte de charge (m)	Première inters. titelle ρ/μ^2	Première inters. 5%
1	g	-	-	0	0
	d	3.167	3.167	0	
2	g	3.167	3.167	0	1.285
	d	5.833	$0.233 \times 14 = 3.262$	2.571	
3	g	5.833	$0.233 \times 14 = 3.262$	2.571	3.204
	d	7.333	$0.233 \times 15 = 3.495$	3.838	
4	g	7.333	$0.233 \times 15 = 3.495$	3.838	4.191
	d	8.250	$0.233 \times 15.9 = 3.705$	4.545	
5	g	8.250	$0.233 \times 15.9 = 3.705$	4.545	4.637
	d	8.667	$0.233 \times 16.9 = 3.938$	4.729	
6	g	8.667	$0.233 \times 16.9 = 3.938$	4.729	4.601
	d	8.667	$0.233 \times 18.0 = 4.194$	4.473	
7	g	8.667	$0.233 \times 18.0 = 4.194$	4.473	4.064
	d	8.083	$0.233 \times 19.0 = 4.427$	3.656	
8	g	8.083	$0.233 \times 19.0 = 4.427$	3.656	3.021
	d	7.000	$0.233 \times 19.8 = 4.613$	2.387	
9	g	7.000	$0.233 \times 19.8 = 4.613$	2.387	1.686
	d	5.750	$0.233 \times 20.45 = 4.765$	0.985	
10	g	5.750	$0.233 \times 20.45 = 4.765$	0.985	0.492
	d	4.167	4.167	0	

Tableau A.2. C₂ (a)

Tranche	Volume non saturé		Volume saturé	Poids non saturé			Poids saturé w_2	$w_1 + w_2$
	Sol I	Sol II		Sol I	Sol II	w_1		
1	4.490	-	-	10.147	-	10.147	-	10.147
2	11.000	2.250	0.312	24.860	4.275	29.135	0.143	29.278
3	9.480	3.750	3.854	21.424	7.125	28.549	1.773	30.322
4	7.708	3.750	6.771	17.420	7.125	24.545	3.115	27.660
5	6.041	3.750	8.437	13.562	7.125	20.777	3.881	24.658
6	4.478	3.750	8.854	10.120	7.125	17.245	4.072	21.317
7	2.916	3.750	8.125	6.590	7.125	13.715	3.737	17.452
8	1.353	3.750	6.250	3.058	7.125	10.183	2.875	13.058
9	0.104	3.402	2.916	0.235	6.464	6.699	1.341	8.040
10	-	0.681	0.042	-	1.294	1.294	0.019	1.313

Tableau A.2. C₂ (b)

Tranche	l	u_l	$c'l$	$(w_1+w_2) \sin A$	$(w_1+w_2) \cos A$	$(w_1+w_2) \sin 2u_l$	$(w_1+w_2) \cos 2u_l$	$(w_1+w_2) \sin 4u_l$	$c'l + [(w_1+w_2) \sin 2u_l] \tan \phi$
1	5.593	0	16.779	9.066	4.535	4.535	0.961	17.740	
2	1.550 (0.192)	1.532	4.650	20.933	20.465	18.933	4.014	8.664	
3	2.944	9.432	8.832	16.010	25.743	16.311	3.458	12.290	
4	2.648	11.098	7.944	9.160	26.111	15.013	3.183	11.129	
5	2.530	11.732	7.590	3.748	24.362	12.630	2.677	10.267	
6	2.500	11.592	7.500	0	21.317	9.725	2.062	9.562	
7	2.593	10.538	7.779	-4.572	16.823	6.285	1.332	9.111	
8	2.723	8.226	8.169	-5.158	11.987	3.761	0.797	8.966	
9	3.401	5.734	10.203	-5.443	5.909	0.175	0.037	10.240	
10	0.353	0.174	1.059	-0.928	0.928	0.754	0.160	1.219	

$$\Sigma = 42.756$$

$$\Sigma = 99.186$$

$$F = \frac{99.186}{42.756} = 2.32$$

Tableau A.2. $C_2 (C)$

Explication des éléments des tableaux A.2.i.c₁(a) à A.2.i.c₁(e)

g = gauche

d = droite

Sol I = sol de remblai

Sol II = sol du drain

Sol III = sol de fondation

. Talus aval partiellement immergé

Nous avons considéré le cercle le plus critique du cas précédent soit C₁

ici le bassin aval a 2 m d'eau.

d'où $\Delta h = 5 - 2 = 3 \text{ m.}$

$$\Delta \Delta h = \frac{3}{21.5} = 0.139.$$

Voire tableaux A.2.i.c₁(a) à A.2.i.c₁(e)

i est mis pour immergé

Tranche		charge hydrostatique (m)	Perte de charge (m)	Pression interstitielle (kg/m^2)	Pression interstitielle moyenne (kg/m^2)
1	g	-	-	0	0
	d	2.916	2.916	0	
2	g	2.916	2.916	0	2.749
	d	7.000	$0.139 \times 10.8 = 1.501$	5.499	
3	g	7.000	$0.139 \times 10.8 = 1.501$	5.499	5.700
	d	7.583	$0.139 \times 12.1 = 1.682$	5.901	
4	g	7.583	$0.139 \times 12.1 = 1.682$	5.901	6.52
	d	9.000	$0.139 \times 13.5 = 1.876$	7.124	
5	g	9.000	$0.139 \times 13.5 = 1.876$	7.124	7.582
	d	10.083	$0.139 \times 14.7 = 2.043$	8.040	
6	g	10.083	$0.139 \times 14.7 = 2.043$	8.040	8.304
	d	10.750	$0.139 \times 15.7 = 2.182$	8.568	
7	g	10.750	$0.139 \times 15.7 = 2.182$	8.568	8.623
	d	11.000	$0.139 \times 16.7 = 2.321$	8.679	
8	g	11.000	$0.139 \times 16.7 = 2.321$	8.679	8.609
	d	11.000	$0.139 \times 17.7 = 2.460$	8.540	
9	g	11.000	$0.139 \times 17.7 = 2.460$	8.540	8.220
	d	10.500	$0.139 \times 18.7 = 2.599$	7.901	
10	g	10.500	$0.139 \times 18.7 = 2.599$	7.901	7.610
	d	10.015	$0.139 \times 19.4 = 2.696$	7.319	
11	g	10.015	$0.139 \times 19.4 = 2.696$	7.319	6.862
	d	9.206	$0.139 \times 20.15 = 2.800$	6.406	
12	g	9.206	$0.139 \times 20.15 = 2.800$	6.406	5.794
	d	8.074	$0.139 \times 20.80 = 2.891$	5.183	
13	g	8.074	$0.139 \times 20.80 = 2.891$	5.183	4.279
	d	6.335	$0.139 \times 21.30 = 2.960$	3.375	
14	g	6.335	$0.139 \times 21.30 = 2.960$	3.375	1.687
	d	5.00	5.0	0	

Tableau A. 2. i. C₁ (a)

tranche	Poids non saturé			Poids saturé				W ₁ +W ₂
	sol I	sol II	W ₁	sol I	sol II	sol III	W ₂	
	1	5.507	4.571	10.078	-	-	-	
2	7.241	19.439	26.680	-	-	0.025	0.025	26.705
3	19.736	12.895	32.631	-	-	1.579	1.579	34.210
4	24.955	6.330	31.285	-	-	3.497	3.497	34.782
5	21.187	6.330	27.517	-	-	5.031	5.031	32.548
6	17.185	6.330	23.515	-	-	5.941	5.941	29.456
7	13.652	6.330	19.982	-	-	6.612	6.612	26.594
8	10.122	6.330	16.452	-	-	6.900	6.900	23.352
9	6.825	6.330	13.155	-	-	6.708	6.708	19.863
10	3.530	6.330	9.860	-	-	6.229	6.229	16.089
11	-	-	-	0.127	2.999	5.462	9.355	9.355
12	-	-	-	-	2.905	4.264	8.367	8.367
13	-	-	-	-	0.749	2.492	5.013	5.013
14	-	-	-	-	-	0.336	0.336	0.336

Tableau A.2. i c, (b)

Tranche	l	ul	$c'l$	$(W_1+W_2) \sin \alpha$	$(W_1+W_2) \cos \alpha - ul$	$(W_1+W_2) \cos \alpha$	$[(W_1+W_2) \cos \alpha - ul] \operatorname{tg} \varphi'$	$c'l + [(W_1+W_2) \cos \alpha - ul] \operatorname{tg} \varphi'$
1	1.087	-	3.261	8.949	4.635	4.635	0.983	4.244
2	0.810	2.227	2.430	20.990	14.249	16.476	3.021	5.451
3	3.268	18.827	9.804	22.031	7.543	26.170	1.599	11.403
4	2.969	19.334	8.907	18.747	9.952	29.286	2.110	11.017
5	2.732	20.714	8.196	13.116	9.067	29.781	1.922	9.388
6	2.637	21.897	7.911	9.308	6.027	27.924	1.277	9.198
7	2.523	21.756	7.569	3.510	4.598	26.354	0.975	8.544
8	2.500	21.522	7.500	0.724	1.806	23.328	0.383	7.883
9	2.525	20.755	7.575	-2.760	-1.091	19.664	-0.231	7.344
10	2.585	19.672	7.755	-4.086	-4.114	15.558	-0.872	6.883
11	2.717	18.644	8.151	-3.658	-10.037	8.607	-2.128	6.023
12	2.887	16.727	8.661	-4.175	-9.481	7.246	-2.010	6.651
13	3.213	13.748	9.639	-3.148	-9.848	3.900	-2.088	7.551
14	1.655	2.792	4.965	-0.237	-2.555	0.237	-0.542	4.423

Tableau A.2. i C₁ (c)

$$Z = 79.311$$

$$F_F = \frac{105.993}{79.311} = 1.34$$

$$\Sigma = 105.993$$

Tranche	Ub	$(w_1+w_2) \cdot ub$	$(w_1+w_2) \cdot ub \cdot \gamma_0$	$\gamma_0 \gamma_0' / F$	$(1+\gamma_0 \gamma_0' / F)$	$(1+\gamma_0 \gamma_0' / F)^{100}$	$\frac{1}{(1+\gamma_0 \gamma_0' / F)^{100}}$	$\frac{(w_1+w_2) \cdot ub \cdot \gamma_0}{\text{Cost} \cdot (1+\gamma_0 \gamma_0' / F)}$	$C_b + \frac{(w_1+w_2) \cdot ub \cdot \gamma_0}{\text{Cost} \cdot (1+\gamma_0 \gamma_0' / F)}$
1	-	10.073	2.135	0.304	1.304	0.600	1.667	3.559	9.058
2	13.74	25.331	5.370	0.201	1.201	0.741	1.349	7.244	8.744
3	14.250	19.960	4.231	0.133	1.133	0.867	1.154	4.882	12.382
4	16.280	18.502	3.922	0.101	1.101	0.927	1.080	4.236	11.736
5	19.955	12.593	2.669	0.069	1.069	0.978	1.022	2.728	10.228
6	20.760	8.696	1.843	0.052	1.052	0.997	1.003	1.848	9.348
7	21.557	5.039	1.068	0.021	1.021	1.012	0.988	1.055	8.555
8	21.522	1.830	0.388	0.004	1.004	1.003	0.997	0.387	7.887
9	20.550	-0.687	-0.145	-0.021	0.979	0.969	1.032	-0.150	7.350
10	19.025	-2.936	-0.622	-0.041	0.959	0.927	1.078	-0.670	6.830
11	17.155	-7.800	-1.653	-0.067	0.933	0.858	1.165	-1.926	5.574
12	14.485	-6.118	-1.297	-0.091	0.909	0.787	1.270	-1.647	5.853
13	10.697	-5.684	-1.205	-0.127	0.873	0.679	1.472	-1.774	5.726
14	1.974	-1.638	-0.347	-0.158	0.842	0.595	1.680	-0.583	2.927

$F_B^{(U)} = \frac{112.198}{79.311} = 1.41$

$\Sigma = 112.198$

Tableau A.2.2. c1 (d)

Tranche	$tg_d \cdot tg \varphi' / F$	$1 + tg_d \cdot tg \varphi' / F$	$(1 + tg_d \cdot tg \varphi' / F) \cos \alpha$	$\frac{1}{(1 + tg_d \cdot tg \varphi' / F) \cos \alpha}$	$\frac{(w_1 + w_2 - ub) \cdot tg \varphi'}{(1 + tg_d \cdot tg \varphi' / F) \cos \alpha}$	$C' b + \frac{(w_1 + w_2 - ub) \cdot tg \varphi'}{(1 + tg_d \cdot tg \varphi' / F) \cos \alpha}$
1	0.289	1.289	0.593	1.686	3.600	9.099
2	0.191	1.191	0.735	1.360	7.303	8.303
3	0.126	1.126	0.861	1.161	4.912	12.412
4	0.096	1.096	0.923	1.083	4.247	11.747
5	0.066	1.066	0.975	1.026	2.738	10.238
6	0.050	1.050	0.995	1.005	1.852	9.352
7	0.020	1.020	1.011	0.989	1.056	8.556
8	0.004	1.004	1.003	0.997	0.387	7.887
9	-0.020	0.980	0.970	1.031	-0.149	7.351
10	-0.039	0.961	0.929	1.076	-0.669	6.831
11	-0.064	0.931	0.861	1.161	-1.919	5.581
12	-0.086	0.914	0.791	1.263	-1.638	5.862
13	-0.121	0.879	0.684	1.462	-1.762	5.738
14	-0.150	0.850	0.601	1.664	-0.577	2.933

$\Sigma = 112.390$

$F_B^{(1)} = \frac{112.390}{79.311} = 1.42$

Tableau A.2. $\dot{c} C_1 (e)$

A.2.2. Remblai imperméable et sol de fondation anisotro-
pique.

Coefficient de perméabilité verticale
 $K_v = 10^{-5} \text{ cm/sec}$

Coefficient de perméabilité horizontale
 $K_h = 2.5 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$

Coefficient d'anisotropie $N = \frac{K_h}{K_v} = 25$

Facteur de réduction des dimensions horizontales $\sqrt{N} = 5$

Après avoir réduit les dimensions horizontales on dessine le barrage à l'échelle afin de déterminer le réseau d'écoulement.

Le principe de cette réduction :

La loi de Darcy est applicable aux matériaux homogènes et isotropes. Le réseau d'écoulement est caractérisé par des carrés

$$K_h = K_v \Leftrightarrow a = b$$

On réduit les dimensions horizontales pour obtenir des carrés dans le réseau d'écoulement. (voir dessin n° 4).

Pour le gradient de sortie et le débit de percolation voir la section 2.3.2.2.

A.3. HYPOTHESE DE VIDANGE RAPIDE

Pression interstitielle en un point du talus
 amont M: $u = \gamma_w h_p$ (voir figure 2.3)
 Les calculs sont faits dans les tableaux

A.3.C1(a) à A.3.C1

Notations

d : droite

g : gauche

Volume

non sat : remblai non saturé

Saturé 1 : " saturé

Saturé 2 : fondation saturée

$$W_1 = W_{\text{sat.1}} + W_{\text{non sat}}$$

$$W_2 = W_{\text{sat.2}}$$

$$l = \frac{b}{\cos \alpha}$$

x

(y)

c'l

u'l

x

u'l

y (sans parenthèses)

c'l

Calcul en contraintes effectives tableaux A.3.C1(a) à

A.3.C3(c) : C_1, C_2, C_3 .

Calcul en contraintes totales tableau A.3.C1 pour
 le cercle le plus critique en contraintes effectives
 soit C_1 .

(dessin n° 5)

Tranche		Pression intersti- tielle	Pression intersti- tielle moy- enne.	γ_d	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	γ_{gp}'	c'	γ_2	γ_3	γ'	$\gamma_d \gamma_{gp}'$
1	d	-	2.416	2.176	0.908	0.417	0.212	3.0	2.26	2.6	0.46	0.461
	g	4.833										
2	d	4.833	2.416	1.022	0.715	0.699	0.212	3.0	2.26	2.6	0.46	0.217
	g	-										
3	d	-	-	0.650	0.545	0.838	0.212	3.0	2.26	2.6	0.46	0.138
	g	-										
4	d	-	-	0.393	0.366	0.931	0.212	3.0	2.26	2.6	0.46	0.083
	g	-										
5	d	-	-	0.178	0.175	0.984	0.212	3.0	2.26	2.6	0.46	0.038
	g	-										
6	d	-	-	0	0	1.000	0.212	3.0	2.26	2.6	0.46	0
	g	-										
7	d	-	-	-0.138	-0.137	0.991	0.212	3.0	2.26	2.6	0.46	-0.029
	g	-										
8	d	-	-	-0.318	-0.303	0.953	0.212	3.0	2.26	2.6	0.46	-0.067
	g	-										
9	d	-	-	-0.580	-0.502	0.865	0.212	3.0	2.26	2.6	0.46	-0.123
	g	-										
10	d	-	-	-1.00	-0.707	0.707	0.212	3.0	2.26	2.6	0.46	-0.712
	g	-										

Tableau A.3. C₁ (a)

Tranche	Volume				Poids						W ₁ +W ₂	W ₁ -W ₂	
	non saturé	saturé 1	saturé 2	non saturé	sat. 1	sat. 2	W ₁	W ₂					
1	3.325	5.638	-	7.515	2.593	-	10.108	-	10.108	10.108	10.108	10.108	10.108
2	2.292	14.386	3.125	5.180	6.617	1.437	11.791	1.437	13.234	13.234	10.360	2.978	
3	0.542	12.978	9.167	1.225	5.970	4.217	7.195	4.217	11.412	11.412	11.700	-0.316	
4	-	12.375	13.062	-	5.690	6.008	5.692	6.008	12.017	12.017	11.596	-3.584	
5	-	10.542	15.583	-	4.849	7.168	4.849	7.168	10.436	10.436	7.432	-2.688	
6	-	8.708	16.500	-	4.006	7.590	4.006	7.590	6.272	6.272	4.744	-3.216	
7	-	6.875	15.812	-	3.162	7.274	3.162	7.274	2.424	2.424	1.997	-1.370	
8	-	5.156	11.000	-	2.372	5.060	2.372	5.060	1.528	1.528	0.527	-	
9	-	3.322	10.312	-	1.528	4.744	1.528	4.744	0.527	0.527	1.897	1.897	
10	-	1.145	4.125	-	0.527	1.897	0.527	1.897	1.897	1.897	1.897	1.897	

Tableau A.3. C₁ (6)

Tranche	l	ul	$c'l$	$(w_1+w_2)/\sin \lambda$	$(w_1+w_2) \cos \alpha$	$(w_1+w_2) \cos \alpha - ul$	$[(w_1+w_2) \cos \alpha - ul] \operatorname{tg} \varphi'$	$c'l + [(w_1+w_2) \cos \alpha - ul] \operatorname{tg} \varphi'$
1	6.595 (5.595)	13.517	19.785	9.178	4.215	- 9.302	- 1.972	17.813
2	3.934 (0.358)	0.865	11.802	9.462	9.250	8.385	1.777	13.579
3	3.282	-	9.846	6.219	9.563	9.563	2.027	11.873
4	2.954	-	8.862	4.282	10.893	10.893	2.309	11.171
5	2.795	-	8.385	2.103	11.825	11.825	2.507	10.892
6	2.750	-	8.250	0	11.596	11.596	2.458	10.708
7	2.775	-	8.325	- 1.430	10.342	10.342	2.192	10.520
8	2.886	-	8.658	- 2.252	7.083	7.083	1.502	10.160
9	3.179	-	9.537	- 3.148	5.425	5.425	1.150	10.687
10	3.890	-	11.670	- 1.714	1.714	1.714	0.363	12.033

$$\Sigma = 22.700$$

$$F_f = \frac{119.436}{22.700} = 5.26$$

$$\Sigma = 119.436$$

Tableau A.3. C₁ (c)

franche		Pression interstitielle	Pression interstitielle moyenne	$\operatorname{tg} \alpha$	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	$\operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \alpha'$
1	d	-	1.500	1.889	0.984	0.468	0.400
	g	3.000					
2	d	3.000	4.000	0.800	0.625	0.781	0.169
	g	5.000					
3	d	-	-	0.500	0.447	0.894	0.106
	g	-					
4	d	-	-	0.284	0.273	0.962	0.060
	g	-					
5	d	-	-	0	0	1	0
	g	-					
6	d	-	-	-0.163	-0.161	0.987	-0.034
	g	-					
7	d	-	-	-0.407	-0.377	0.926	-0.086
	g	-					
8	d	1.167	0.583	-0.857	-0.651	0.759	-0.182
	g	-					

Tableau A.3. C₂ (a)

franche	Volume			Poids					$W_1 + W_2$	$W_1 - W_2$
	mon sat.	Sat. 1	Sat 2	mon sat	sat 1	Sat 2	W_1	W_2		
1	1.597	2.528	-	3.609	1.163	-	4.772	-	4.772	4.772
2	0.917	10.603	0.167	2.072	4.877	0.077	6.949	0.077	7.026	6.872
3	-	12.833	2.292	-	5.903	1.054	5.903	1.054	6.957	4.849
4	-	11.000	5.730	-	5.060	2.636	5.060	2.636	7.296	2.424
5	-	9.167	6.875	-	4.217	3.162	4.217	3.162	7.379	1.055
6	-	7.333	6.417	-	3.373	2.952	3.373	2.952	6.325	0.421
7	-	5.500	4.818	-	2.530	2.216	2.530	2.216	4.746	0.314
8	-	1.460	1.170	-	1.460	1.170	1.460	1.170	2.630	0.290

Tableau A. 3. C₂ (b)

Tranche	l	u_l	$c'l$	$(w_1+w_2) \sin l$	$(w_1+w_2) \cos l$	$(w_1+w_2) \cos l - u_l$	$[(w_1+w_2) \cos l - u_l] \sin l$	$c'l + [(w_1+w_2) \cos l - u_l] \sin l$
1	4.630 5.876	6.945	17.628	4.218	2.333	-4.612	-0.978	16.650
2	2.775 3.521	11.100	10.563	4.391	5.487	-5.613	-1.190	9.373
3	3.076	-	9.228	3.110	6.219	6.219	1.218	10.546
4	2.859	-	8.977	1.992	7.019	7.019	1.490	10.067
5	2.750	-	8.250	0	7.379	7.379	1.564	9.814
6	2.786	-	8.358	-1.018	6.243	6.243	1.323	9.681
7	2.970	-	8.910	-1.789	4.395	4.395	0.932	9.842
8	1.537 3.623	0.996	10.870	-1.712	1.996	1.100	0.233	11.103

$$\Sigma = 9.192$$

$$\Sigma = 87.076$$

$$F = \frac{87.076}{9.192} = 9.47$$

Tableau A.3. C₂ (c)

Tranche		Pression interstitielle	Pression intersti- tielle moyenne	$\operatorname{tg} \alpha$	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	$\operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \alpha'$
1	d	-	0.750	1.250	0.781	0.625	0.265
	g	1.50					
2	d	1.50	2.375	0.660	0.551	0.935	0.140
	g	3.250					
3	d	3.250	3.375	0.385	0.359	0.933	0.082
	g	3.500					
4	d	3.500	3.416	0.193	0.189	0.982	0.041
	g	3.333					
5	d	3.333	3.083	0.052	0.052	0.999	0.011
	g	2.933					
6	d	2.833	2.333	-0.104	-0.103	0.995	-0.022
	g	1.833					
7	d	1.833	0.916	-0.444	-0.406	0.914	-0.094
	g	-					

Tableau A.3. C₃ (a)

franche	Volume		Poids		Poids total W	l	μl	c'l	Wwind	Wcosd
	monsat	sat	monsat	sat						
1	1.614	1.250	3.648	0.575	4.223	2.669 4.400	2.000	13.2	3.298	2.639
2	0.802	6.417	1.812	2.952	4.764	3.293	7.821	9.879	2.625	3.978
3	-	9.167	-	4.217	4.217	2.947	9.946	8.841	1.574	3.934
4	-	9.511	-	4.375	4.375	2.800	9.565	8.400	0.827	4.296
5	-	8.594	-	3.953	3.953	2.753	8.487	8.259	0.205	3.949
6	-	6.416	-	2.951	2.951	2.764	6.448	8.292	-0.304	2.936
7	-	2.520	-	1.159	1.159	3.009	2.756	9.027	-0.470	1.059

$$\Sigma = 7.695$$

Tableau A. 3. C₃ (b)

Caractéristiques des tranches.

Cercle C_1 (Tableaux A.3. C₁(a) à A.3. C₁(e) et A₃. C₁)
largeur des tranches $b = 2.75$ m.

Cercle C_2 (Tableaux A.3. C₂(a) à A.3. C₂(c))
largeur des tranches $b = 2.75$ m.

Cercle C_3 (Tableaux A.3. C₃(a) à A.3. C₃(c))
largeur des tranches $b = 2.75$ m.

Tranche	$W_{\text{cos}d-u\ell}$	$(W_{\text{cos}d-u\ell}) \cdot \text{tg} \varphi'$	$C' \ell + (W_{\text{cos}d-u\ell}) \cdot \text{tg} \varphi'$
1	0.639	0.135	13.335
2	-3.843	-0.815	9.064
3	-6.012	-1.274	7.567
4	-5.269	-1.117	7.283
5	-4.538	-0.962	7.297
6	-3.512	-0.744	7.548
7	-1.697	-0.360	8.667

$$\Sigma = 60.761$$

$$F = \frac{60.761}{7.695} \approx 7.90$$

Tableau A. 3. C₃ (C)

Tranche	$t_{g\phi R}$	CL	W_{cond}	$W_{cond} - uL$	$(W_{cond} - uL) t_{g\phi R}$	$CL + (W_{cond} - uL) t_{g\phi R}$
1	0.364	16.487	4.215	- 9.302	- 3.386	13.101
2	0.364	5.901	8.242	7.377	2.685	8.586
3	0.364	4.595	6.029	6.029	2.194	6.789
4	0.364	4.136	5.299	5.299	1.929	6.065
5	0.364	3.913	4.771	4.771	1.737	5.650
6	0.364	3.850	4.006	4.006	1.458	5.308
7	0.364	3.885	3.133	3.133	1.140	5.025
8	0.364	4.040	2.260	2.260	0.823	4.863
9	0.364	4.451	1.322	1.322	0.481	4.932
10	0.364	5.446	0.372	0.372	0.135	5.581

$$F_F = \frac{71.801}{22.700} = 3.16$$

$$\Sigma = 71.801$$

Tableau A. 3. C₁

B. PRECIPITATIONS
DANS CERTAINES VILLES
DE CASAMANCE

	Janvier	Fevrier	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout	Sept	Octobre	Nov	Decembre	Année
Kolda													
Hauteur	0.2	-	-	0.1	20.1	165.3	320.2	155.1	314.4	139.3	19.6	1.5	1435.8
nombre de Jours	0.6	-	-	0.2	2.6	12.2	18.2	24.8	17.4	11.4	1.6	0.8	89.8
LINKERING													
Hauteur	0.7	-	-	4.6	31.8	157.8	229.9	342.1	275.7	132.4	7.4	2.8	1185.2
nombre de Jours	0.1	-	-	0.2	2.0	8.1	11.3	16.2	13.1	7.7	0.9	0.1	59.7
Oussouye													
Hauteur	0.1	0.2	-	-	9.8	128.3	457.7	552.3	429.9	185.4	18.2	5.4	1787.3
nombre de Jours	0.2	0.4	-	-	1.2	10.1	21.6	23.7	21.0	13.8	1.8	0.4	94.2
Sedhiou													
Hauteur	0.1	-	-	-	11.4	142.7	298.2	458.2	335.8	160.2	12.4	2.9	1421.9
nbre de Jours	0.1	-	-	-	1.2	7.6	14.6	16.3	14.2	8.5	0.8	0.3	63.6
Velin GARA													
hauteur	-	0.4	-	3.2	28.2	120.8	247.7	350.6	267.1	113.7	11.0	1.3	1144.0
nombre de Jours	-	0.1	-	0.2	2.1	7.1	14.5	19.1	15.4	7.9	1.0	0.2	67.6
Ziguinchor													
Hauteur	0.1	0.3	-	-	11.1	135.5	381.4	538.5	390.9	171.4	13.7	2.6	1615.5
nombre de Jours	0.2	0.3	-	-	2.2	11.6	21.6	26.7	21.7	13.1	2.6	0.7	100.7

Tableau: B.1 Hauteur moyenne en mm et dixièmes et nombre moyen de jours. Période 1949-1958.

TABLEAU
VARIATIONS DES PRÉCIPITATIONS (mm) à BIGNONA de 1965 à 1971

Année	M	J	J	A	S	O	N	TOTAL
1965		122.1 (7)	357.5 (19)	582.9 (25)	525.8 (32)	133.6 (9)	43.7 (4)	1 765.6 (86)
1966		138.4 (11)	125.9 (12)	342.1 (18)	401.8 (20)	238 (16)		1 247.2 (87)
1967		195.8 (7)	458.4 (23)	537.4 (23)	502.8 (22)	100.7 (13)		1 795.1 (88)
1968		44.6 (5)	377.6 (20)	138.4 (11)	178.1 (19)	87 (7)		826.5 (63)
1969	3.1 (1)	97.8 (6)	424.5 (24)	491.1 (22)	258.8 (18)	188.7 (16)		1 461.4 (87)
1970	19.2 (4)	32.2 (6)	233.4 (23)	640.4 (26)	161.8 (14)	73.4 (6)	2.1 (2)	1 162.5 (81)
1971	0.4 (1)	85.8 (8)	268.9 (12)	235.7 (25)	246.1 (19)	67.7 (5)		904.6 (70)

— (Le nombre de jours de pluie est inscrit entre parenthèses).

Tableau B.2: Précipitations à Bignona

C. VISITE TECHNIQUE
EN CASAMANCE
SOMIVAC



figure C.1: digue du barrage de Guidel

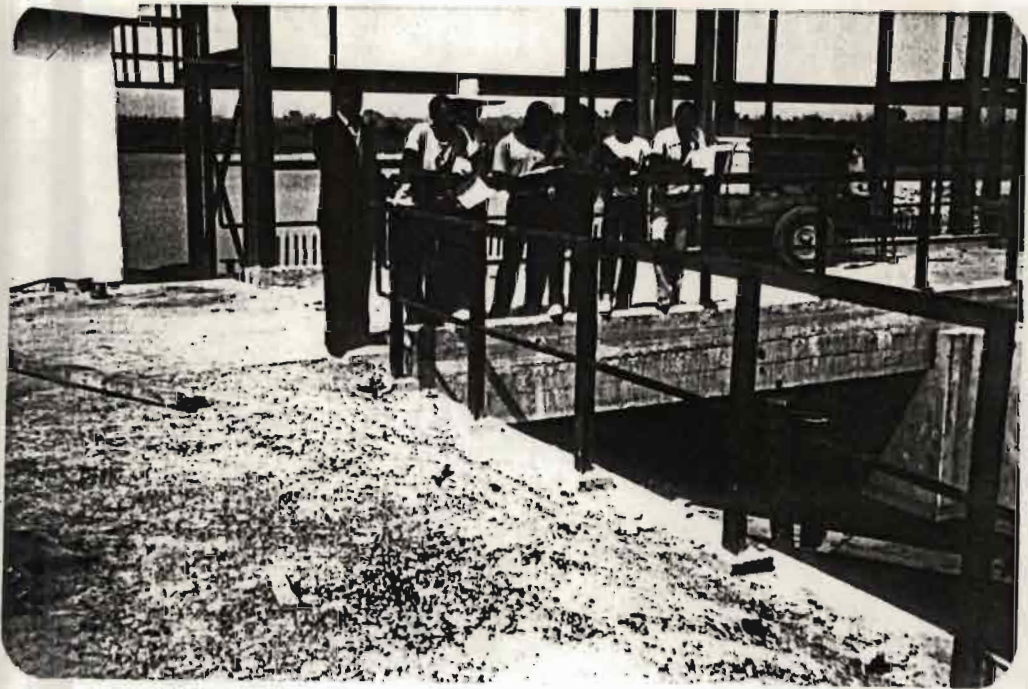


figure:C.2: écluse du barrage de Guidel



figure C.3: argile d'imperméabilisation
barrage de Guidel



figure C.4: barrage de Guidel
protection du talus aval.



figure C.5: barrage de Guidel
protection des talus

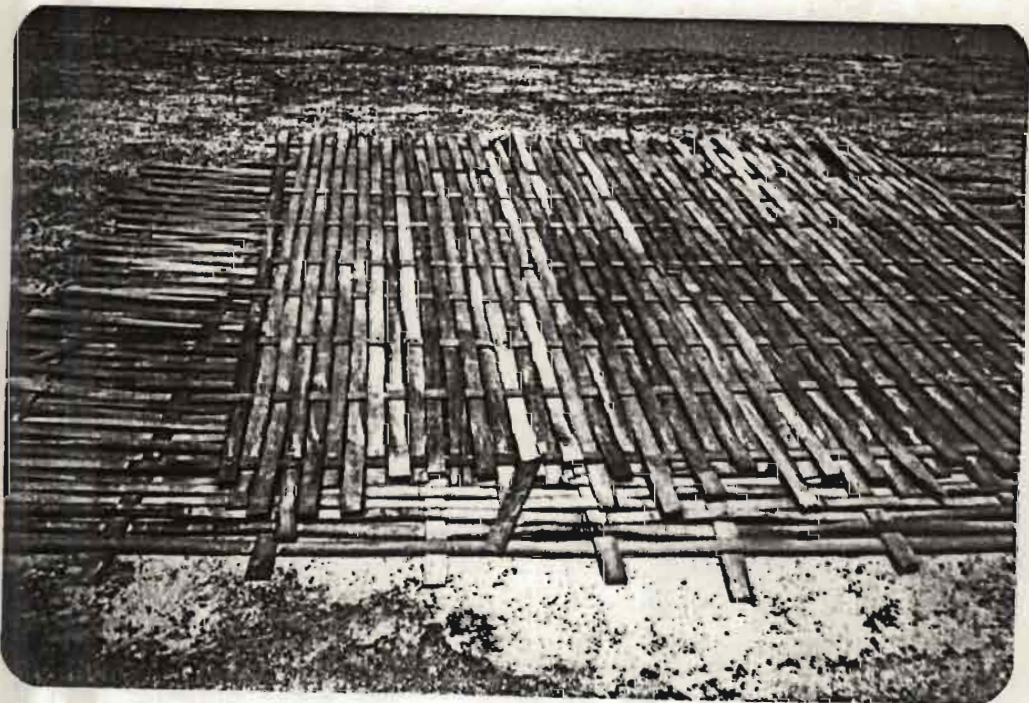


figure C.6: barrage de Guidel
lattes d'Azobé



figure C.7: barrage de Dianio



figure C.8: déversoir du barrage
de Dianio



figure C.9 : barrage de Dianki
buses d'évacuation



figure C.10 : barrage de Dianki
bassin amont sec

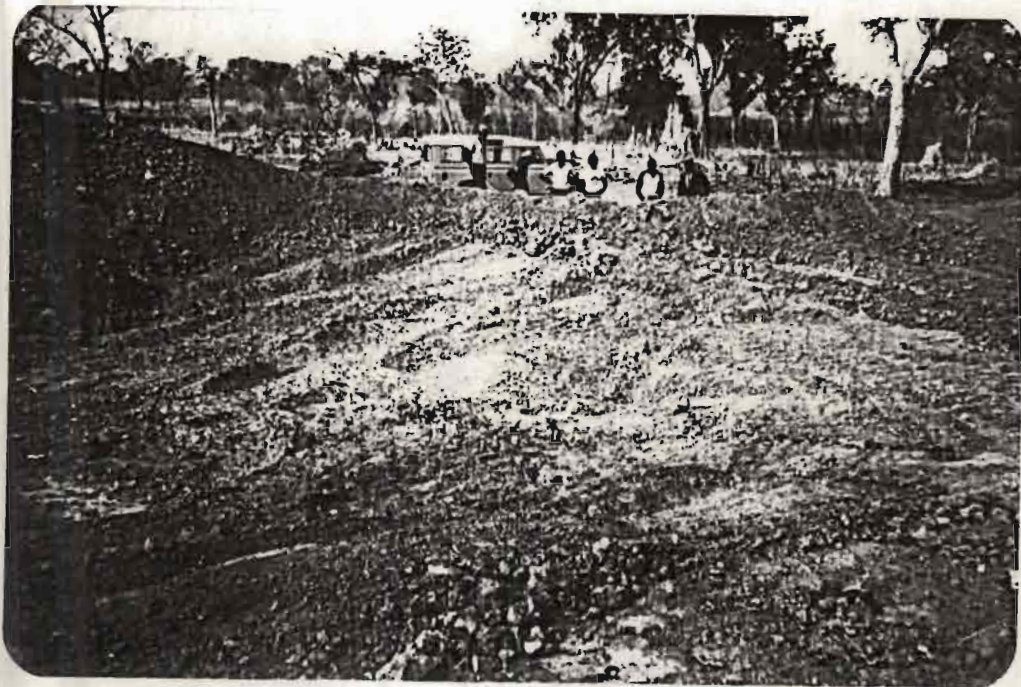


figure C.11 : Carrière de Boudouck



figure C.12: Barrage de Boudouck



figure C.13 : Accès au barrage de Djinani

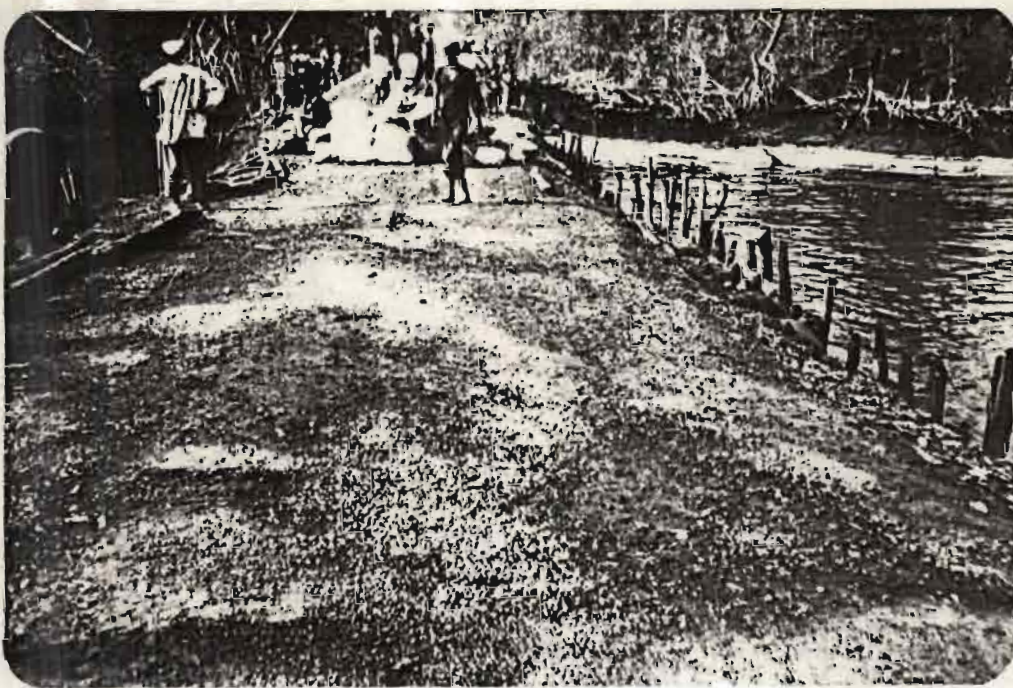


figure C.14: barrage de Djinani



figure C.15: barrage de Djinani

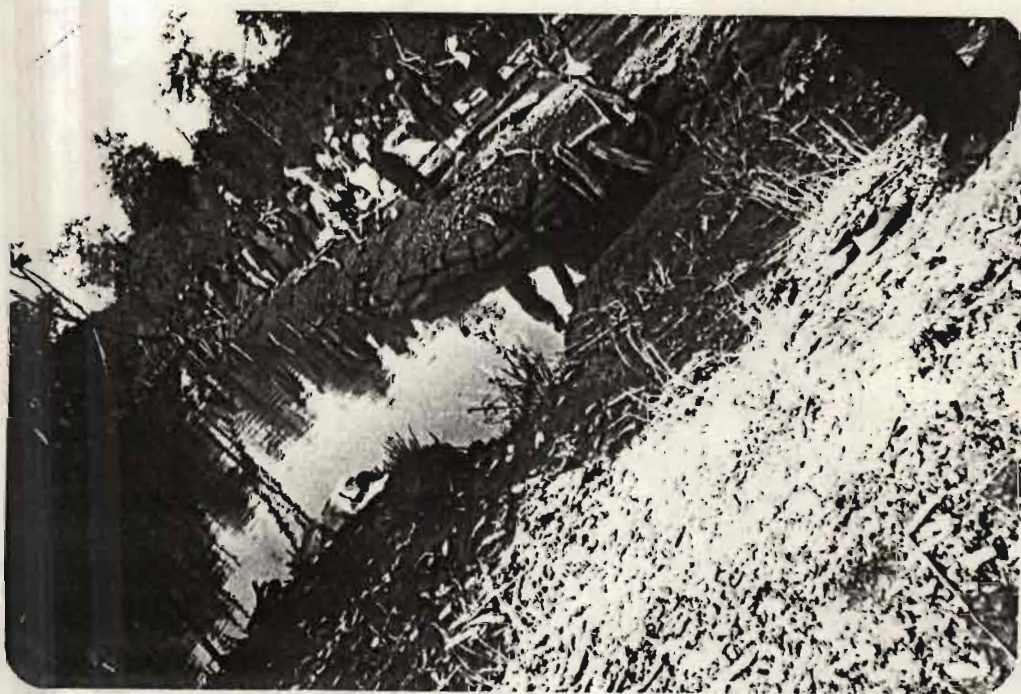


figure C.16: barrage de Djinani

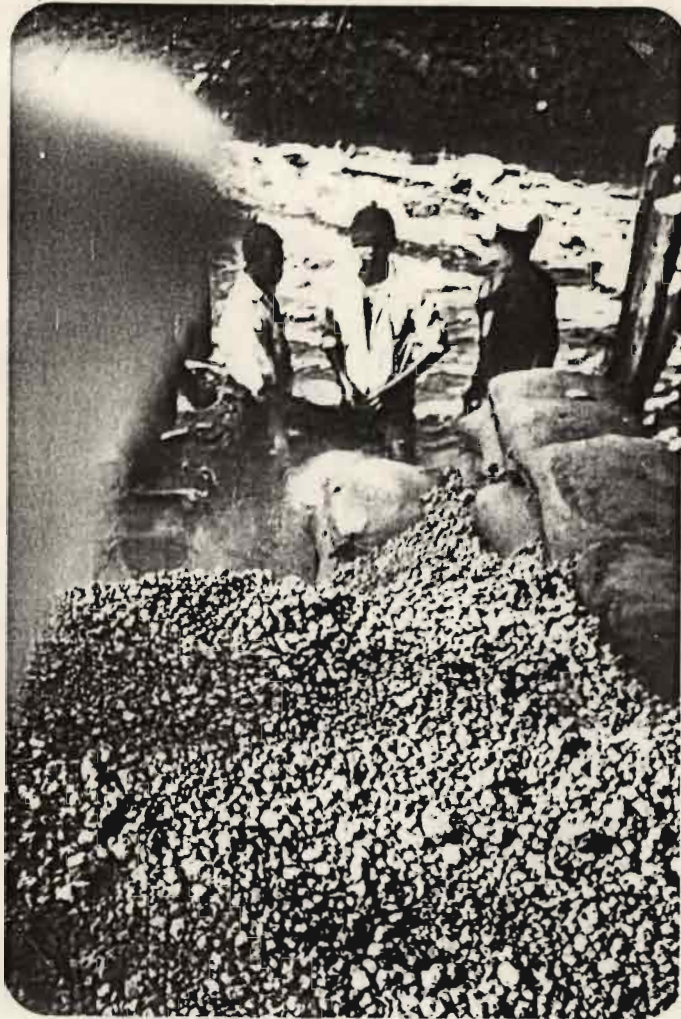


figure C.17: barrage de Djinani
laterite de remplissage