



PROJET

DE

F I N D ' E T U D E S

GC 0298

TITRE Projet d'aménagement hydraulique.
Conception d'un barrage antisel dans le
Kamobeul vallée de Nyasia.

Auteur Sarifou Soufy Barry

Directeur M. Victor Cubolarin

Co Directeur Ing. Alpha Diédhian.

Genie: Civil

Date: 25 Mai 1987

SOMMAIRE

La fin du cycle de chaque étudiant à l'École Polytechnique de Thiès est sanctionnée par une sorte de mémoire appelée communément, projet de fin d'études.

Dans notre cas, il s'est agi d'étudier les perspectives d'aménagement de la vallée de Nyassia dans le Kamboul à Ziguinchor.

A cet effet, nous avons en premier, essayé de faire une étude assez succincte du reste, de l'hydroclimatologie de la région, principalement du bassin du Kamboul, et une étude géotechnique.

Fortes des paramètres qui en sont issus (de ces études), nous avons effectué un dimensionnement du barrage antisel, sans pour autant parler des ouvrages d'évacuation des crues ou de vidange. Nous avons étudié la stabilité et les tassements qui sont très critiques compte tenu des formations les plus superficielles.

Nous ~~avons~~ alors proposé un mode de construction, avant de sanctionner ce présent rapport, par une conclusion et les annexes.

REMERCIEMENTS

Je saisis cette occasion pour adresser mes remerciements à tous ceux qui de près ou de loin ont contribué à la bonne marche de ce travail. Il s'agit principalement de:

- Monsieur Victor Ciobotariu qui m'a donné toutes les grandes lignes et tracé les grands axes qui m'ont permis de mener si bien mon étude.

- Monsieur Michel Bonnat pour sa précieuse collaboration en vue de l'utilisation du logiciel "STABEPT".

- De tous les professeurs et élèves qui, de manière indirecte ou directe m'ont aidé dans ma tâche.

- De mon épouse dont le soutien moral qu'elle m'a toujours apporté a été d'un atout majeur.

- Le personnel du centre de calcul qui a bien voulu mettre à ma disposition les micro ordinateurs tout le temps nécessaires pour mes calculs de stabilité.

- Et enfin, à tous mes parents et amis dont les encouragements ont été d'un grand apport.

TABLE DES MATIERES

Page titre	i
Remerciements	ii
Sommaire	iii
Table des matières	iv
Liste des figures, tableaux et plans	vii et viii
Annexes	vi

<u>Chapitres:</u>	Pages
I ^{er} . Introduction	1
II. Planing de fonctionnement de l'ouvrage	3
III. Etudes hydroclimatologiques et géotechnique	
III-1. Etude hydroclimatologique	6
III-1-1. Les pluies	6
a. Pluviométrie mensuelle	10
b. Pluviométrie annuelle	10
c. Pluies de crues	12
d. Etude statistique des périodes d'à sec de 5 jours et plus	13
e. Précipitations de début de saison des pluies	14
f. Les averses	15
III-1-2. La climatologie	15

III - 1 - 3	les marées -	16
III - 2.	Etude géotechnique	18
a-	Reconnaissance géotechnique	18
b-	Essais en laboratoire	19
c.	Synthèse des résultats	24
d.	Choix de tracé de la digue	25
IV	Digue : hauteur de crête et stabilité	27
IV - 1.	Hauteur de crête de la digue (Revanche).	28
IV - 2	stabilité de la digue	31
IV.2.1	Sécurité par rapport à la portance	33
IV.2.2	Sécurité par rapport à une rupture circulaire	35
a.	Méthode de Fellenius (Rappel)	37
b.	Méthode de Bishop (Rappel)	39
IV.2.2.1.	Sécurité dans l'immédiat :	40
-	Pour 2m de remblai en une phase	40
-	Pour 3m de remblai en une phase	43
-	Pour le remblai de dernière phase	43
IV.2.2.2.	Sécurité pour le long terme	45
IV - 3	Conclusion.	46
V	Etude des tassements	48
V - 1	Tassements instantanés	48

V.2.	Casements de consolidation primaire	49
V.2.1	Remblai de première phase	53
V.2.2	Remblai de deuxième phase	57
V.3.	Casements de consolidation secondaire	61
V.4.	Résumé	63
V.5.	Dispositions constructives	65
VI.	Conclusion	66
VII.	Bibliographie	68

Annexes.

I	Manuel d'utilisation du logiciel "STABEPT" pour le calcul de la stabilité des talus	70
II	Résultats : fichiers des sorties pour la mise en place de 2m de remblai en pre- mière phase	82
III	Résultats : fichiers sortis pour la mise en place de 3m de remblai en première phase	87
IV	Résultats : fichiers sortis pour stabilité immédiate- ment après la deuxième mise en charge	92
V	Résultats : fichiers sortis pour stabilité talus à plus ou moins long terme	98

Liste des figures.

Croquis 1:	principe de fonctionnement de l'ouvrage	5	
figure 1:	localisation des stations pluviométriques	8	
1b:	Corrélation des pluies annuelles de Ziguinchor et Ousseye	9	
"	2:	Calcul de la stabilité : méthode des tranches	36
"	3:	schéma pour l'élaboration du fichier KAMOB.02.DAT : 2 m de remblai	41
"	4:	schéma pour l'élaboration du fichier KAMOB.01 3 m de remblai d'un seul coup	42
"	5:	schéma pour l'élaboration du fichier KAMOB.04 stabilité de l'ouvrage à long terme	44

Liste des tableaux.

Tableau 1:	corrélation annuelle et mensuelle des pluies à Ziguinchor et Ousseye	7	
"	2:	hauteurs des pluies mensuelles à Ziguinchor	11
"	3:	Pluies décaennales à Ziguinchor.	12
"	4:	Probabilité d'occurrence d'une période d'à l'éc de 5 jours et plus	13
	5:	Probabilité d'occurrence d'une pluie de 20 mm en un jour ou 20 mm en deux jours	14
	6:	valeurs corrigées d'évapotranspiration à Ziguinchor en fonction du mois	15
	7:	valeurs de la marée dans le bassin du Kamobeul	17
	8-9-10 et 11:	Tableaux récapitulatifs des essais en laboratoire	20 à 23

Tableau 12 : Définition des caractéristiques de chaque tronçon 32.

Lister des plans. fin de rapport.

- Plan profil en long : coupe de la vallée de Nyassia.
- Plan profil en long de la digue, profil au travers de la vallée de Nyassia.
- Plan d'implantation des sondages.

INTRODUCTION

La baisse de la pluviométrie de ces quinze dernières années accompagnée de l'action dévastatrice de l'Homme sur la végétation a eu des conséquences très fâcheuses que chacun de nous peut constater désespérément, c'est à dire l'avancée du désert du Sahara vers la zone tropicale et même subguinéenne. Des régions qui furent jadis de belles forêts où la vie était resplendissante, sous une atmosphère écologique équilibrée, il ne reste plus que de vastes étendues de sables sans aucun arbre à perte de vue, ou une savane qui s'impose par la force des choses. Même les cours d'eau, s'ils existent encore, font triste mine à voir, surtout en période d'étiage où ils ne coulent pratiquement plus.

La raison humaine à elle seule ne saurait expliquer ces phénomènes déplorable que les paramètres météorologiques contrôlent en grande partie; la rigueur climatique de ces dernières années en est une illustration éloquent. Les arbres qui amortissent le vent n'existent plus, donc il y a une dégradation de la croûte terrestre, donc une perte de fertilité sous l'action érosive de ces vents.

Néanmoins, il existe encore de ces régions qui, de par leur position géographique, bénéficient encore de pluies en quantité suffisante pour les besoins agricoles. Ces régions, bien qu'encore moins affectées, connaissent au voisinage des côtes relativement basses, les problèmes d'acidification des

sols par suite des marées remontant certains bassins. Les sols deviennent ainsi, impropre à toute exploitation agronomique au malheur des populations locales exclusivement paysannes.

Régions dont le bassin de Kamobeul en est une, offrent des possibilités d'exploitation annuelle double ou même plus, grâce à la présence quasi-permanente d'eau douce des "bolongs". Les indigènes qui ont acquis depuis toujours l'auto-suffisance alimentaire, s'inquiètent face à la menace qui pèse sur cet équilibre qui, du reste, est devenu très précaire ces dernières années. Ils ont décidé d'entrer en action par la création de digues en vue de barrer les eaux de marées. L'exemple de Massassoum (à Kolda) et autres méritent d'être cités à cet effet, mais avec l'absence de toute base scientifique ou d'une quelconque expérience antérieure, tous les ouvrages, en terre, ont eu des problèmes de stabilité et ont cédé plutôt que prévu. L'Etat Sénégalais a alors décidé de prendre le problème en main; et le projet d'exécution du barrage du "Kamobeul bolong" dont il s'agit ici, financé par l'USAID entre dans ce cadre avec tout d'autres, toujours dans sa politique de parvenir à plus ou moins long terme à l'auto-suffisance alimentaire de tous les Sénégalais.

PLANNING DE FONCTIONNEMENT

L'aménagement des varières le long du marigot de Nyomia (bolong) nécessite le contrôle des entrées d'eau douce et d'eau salée dans les rizières.

Un ouvrage à clapet sera implanté sur le marigot. De part et d'autre, une digue en terre assurera la protection du périmètre contre les venues d'eau salées (marées).

Le principe de fonctionnement de cet ouvrage devra être le suivant :

- Saison sèche : Afin d'éviter l'acidification des sols, la retenue sera inondée par les marées. Les clapets seront ouverts et fermés en fonction des cycles de marées afin d'assurer l'inondation des rizières et compenser les pertes par évaporation. Dès l'arrivée des premiers ruissellements, la réserve sera vidée (fin Mai).

- Début des saison de pluies : Pour lessiver les sols, les apports seront stockés dans la retenue, les sols concentrés en surface diffusent dans l'eau de la réserve, et la réserve sera vidée fin Juillet - début Août.

- Mois d'Août : Pendant une vingtaine de jours, la réserve étant vide, les sols seront préparés, le riz est repiqué en commençant par les zones basses du périmètre.

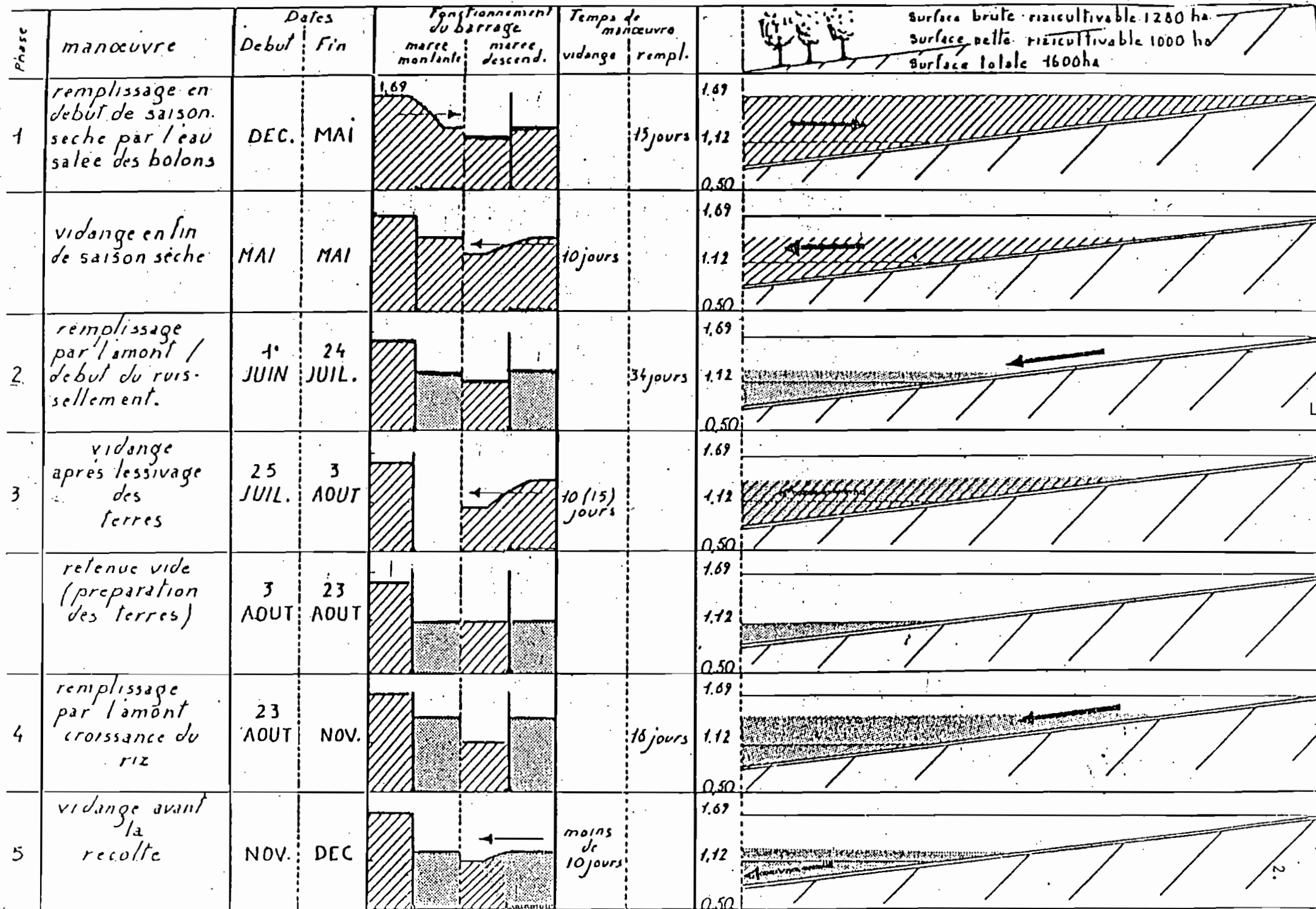
- Fin Août et Septembre : L'eau est stockée dans la réserve jusqu'à une cote compatible avec la croissance des plants, l'ouvrage sera fermé en fonctionnement normal, en cas d'apports

trop importants l'ouvrage sera ouvert pour déstocker la lame d'eau excédentaire.

- Novembre - Décembre : La retenue sera asséchée pour permettre la récolte.

Compte tenu des cycles de marées, une gestion manuelle est impossible car elle nécessiterait une présence humaine continue. Les temps d'ouverture - fermeture des vannes seraient, d'autre part, très importants et incompatibles avec les durées limitées pour chaque opération (pour un plan d'eau bas, le temps de vidange possible est de deux heures environ).

(voir Aquis n° 1 page suivante).



Croquis 1

Principes de fonctionnement du barrage artisanal de Nyasia.

ETUDES-HYDROCLIMATOLOGIQUE

ET GEOTECHNIQUE

I. Etudes hydroclimatologiques

L'aménagement du bassin du Komoboul est tributaire des ressources en eau douce. Ces ressources proviennent des précipitations (pluies directes), du ruissellement (écoulement) et des eaux souterraines (écoulement hypodermique et nappes profondes).

D'autres facteurs comme la température, l'évaporation, l'ensoleillement, influent sur la végétation et doivent être pris en compte dans le bilan hydrique.

En fin, à cause de la proximité de la mer et de la faible altitude de la zone d'études, interviennent les phénomènes de marée et de salinité.

Tous ces points constituent les données hydroclimatologiques de base qui reflètent les possibilités de la région en eaux superficielles.

I-1. Les pluies.

La pluviométrie du bassin du Komoboul Bobong est assez bien connue grâce aux multiples postes de recueillement des données pluviométriques dans la région. Cependant, les stations de Ziguinchor et Oussouye qui sont de plus longue durée, encadrant la zone d'étude et qui, de surcroît, se corrélaient bien au niveau annuel et mensuel sur la période d'observation commune, sont maintenues. Mais la station de Ziguinchor étant beau-

la plus ancienne (depuis 1918), donc plus représentative par les statistiques est retenue pour représenter le bassin en étude.

CORRELATION DES PLUIES ANNUELLES ET MENSUELLES

de

ZIGUINCHOR ET OUSSOUYE 1965 - 1978

a - annuel

b - juillet

c - septembre

Année	Ziguinchor	Oussouye	Année	Ziguinchor	Oussouye	Année	Ziguinchor	Oussouye
65	1 756.6	1 616.4	65	447	408.5	65	384.4	376.3
66	1 603.8	1 314.3	66	173	241.4	66	573.7	446.6
67	2 006.5	1 843.8	67	479.4	464.4	67	460.5	556.3
68	882.5	913.1	68	265.9	315.1	68	288.7	231.1
69	1 461.5	1 607.3	69	332.3	441.8	69	350.6	228.7
70	1 398.3	1 248.5	70	392.3	343.3	70	300.9	165.1
71	1 098.6	1 183.9	71	260.1	254.3	71	329.6	358.7
72	951.8	691.8	72	213.3	123.5	72	226.4	138.6
73	1 282.4	1 371.7	73	308.5	421.1	73	255.1	274.4
74	1 240.4	1 471.4	74	374.2	436.6	74	258.0	326.0
75	-	1 515.0	75	364.3	436.1	75	471.3	503.9
76	1 296.5	1 598.7	76	292.1	581.7	76	213.7	342.0
77	790.3	1 001.7	77	156.7	302.3	77	219.2	289.0
78	1 513.4	1 521.4	78	406.6	304.9	78	241.4	327.3

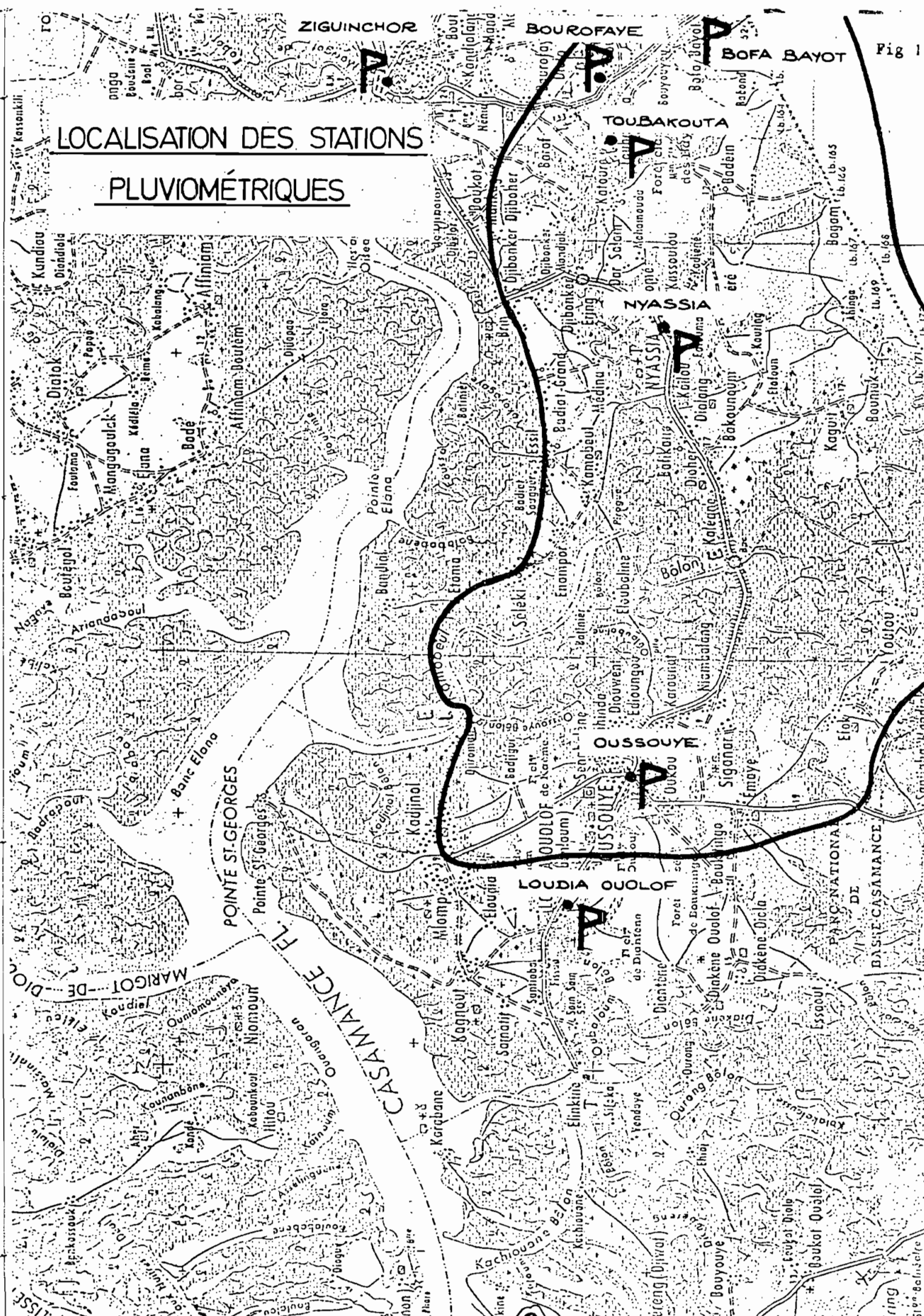
Tableau 1

coefficient de corrélation 0.84

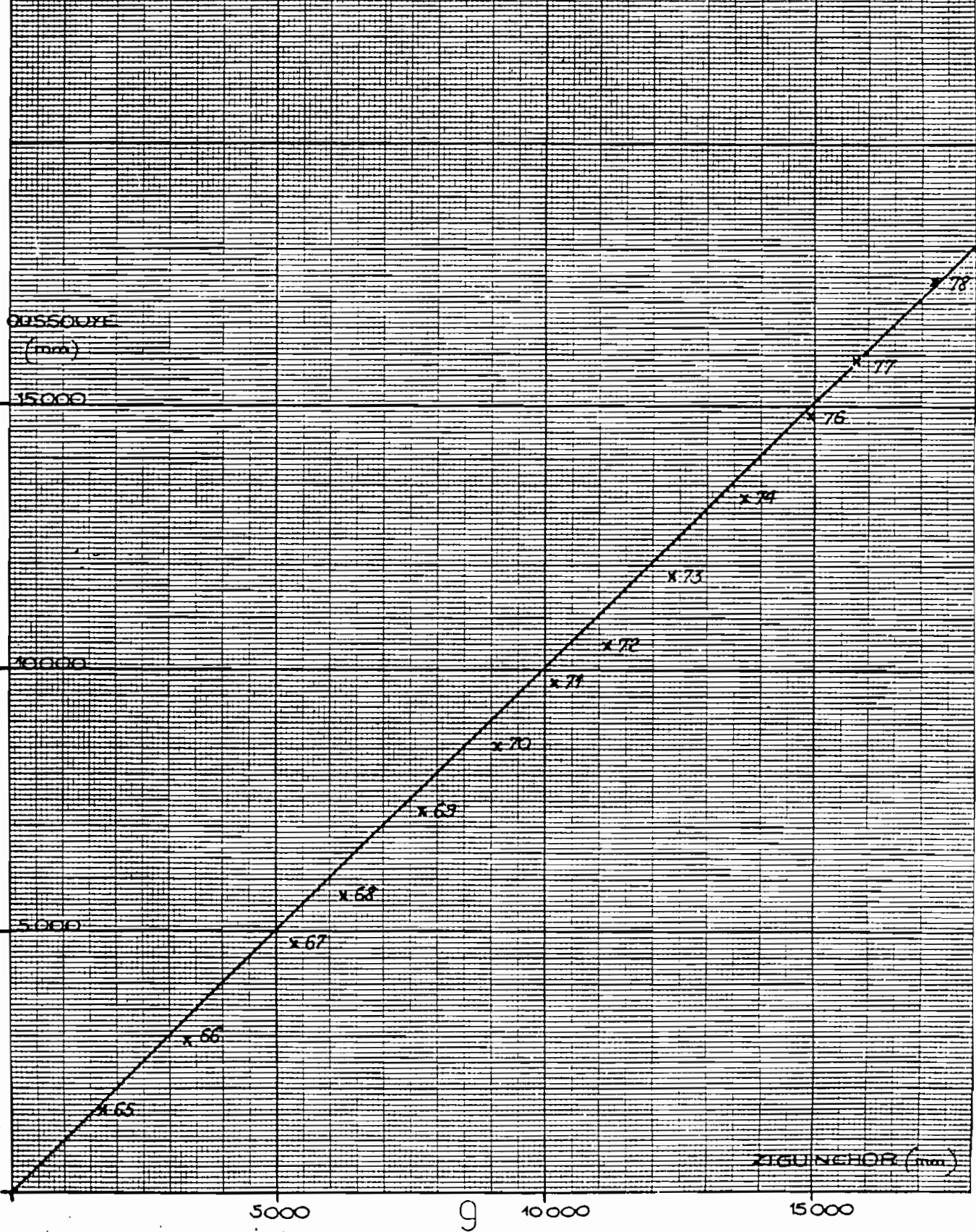
coefficient de corrélation 0.53

coefficient de corrélation 0.7

LOCALISATION DES STATIONS PLUVIOMÉTRIQUES



DOUBLE CUMUL SUR LES TOTAUX ANNUELS
DES STATIONS D'OUSSOUYE ET ZIGUINCHOR
1965-1978



a. Pluviométrie annuelle.

Il apparaît après étude à partir de 61 valeurs de pluviométries annuelles, que la hauteur de pluie annuelle à Ziguinchor suit fidèlement une loi de Gauss de paramètres:

moyenne 1499 mm.

écart - type 307 mm.

Cet ajustement permet de cerner correctement les hauteurs d'eau correspondant à des années peu fréquentes, mais néanmoins non exceptionnelles telles que celles que l'on retient pour les projets d'irrigation :

Recurrence (ans)	Année sèche (mm)	P/P _m	Année humide (mm)	P/P _m
2	1 498,8	1	1 498,8	1
5	1 240,9	0,83	1 754	1,17
10	1 105,9	0,74	1 891,7	1,26
(100)	(783,6)	0,52	(2 214,0)	1,48

* Ce chiffre indique le rapport de la pluie de récurrence donnée à la pluie moyenne.

b. Pluviométrie mensuelle.

Des études ont montré que plus de 98% de la pluviométrie tombe en une seule saison des pluies de Juin à Octobre inclus, avec un maximum en Août.

Plus précisément, cette saison pluvieuse débute le 18 Mai en moyenne et s'achève le 21 Octobre, soit donc une durée moyenne de 142 jours.

Le tableau 20 fournit les hauteurs de pluies mensuelles de différentes périodes de retour obtenues à partir d'ajustements, suivant la distribution empirique expérimentale, l'ajustement par une loi de Gauss n'étant pas assez représentatif.

Par soucis de simplicité, il a été considéré dans la suite de l'étude que la contribution de chaque mois à une pluie annuelle de fréquence donnée est égale au produit de la moyenne de ce mois par le rapport entre la pluie annuelle de fréquence recherchée et la pluie annuelle moyenne.

Hauteur de pluie mensuelle calculée à Ziguinchor (mm)

Fréquence de dépassement	Période de retour	J	J	A	S	O
0,99	100 sec	22	106	148	(51)	31
0,90	10 sec	50	216	318	227	49
0,80	5 sec	67	362	389	245	66
0,50	moyenne	<u>118</u>	<u>349</u>	<u>525</u>	<u>324</u>	<u>135</u>
0,20	5 heures	160	436	661	410	220
0,10	10 heures	206	482	732	490	261
0,01	100 heures	305	592	902	664	285
minimum observé		22	146	160	51	31
maximum observé		307	648	903	664	285

Tableau 2

c. des pluies décadaires.

Cette analyse est nécessaire au calcul des besoins en eau pour les pédologues, pour déterminer les doses à appliquer (au m²) compte tenu de l'évapotranspiration. Le tableau (3) indique la contribution de chaque décade à une saison des pluies de fréquence donnée.

PLUIES DECADEAIRES A ZIGUINCHOR (en mm)
(1918 - 1979)

période récurrence	Juin			Juillet			Août			Septembre			Octobre		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
Moyenne (1918-1979) (total 1 479) (mm)	26.1	41.2	58.5	76.9	107.8	169.8	160.5	188.5	163.1	128.8	120.0	93.3	76.9	45.5	22.6
Ecart type (mm)	24.4	41.0	43.6	41.7	52.0	81.5	81.0	97.5	82.0	74.7	59.6	52.0	54.9	35.6	25.3
<u>Années sèches</u>															
5 ans	21.7	34.2	48.6	63.8	89.5	140.9	133.2	156.5	135.4	106.9	99.6	77.4	63.8	37.8	18.8
10 ans (mm)	19.3	30.5	43.3	56.9	79.8	125.7	118.8	139.5	120.7	95.3	88.8	69.0	56.9	33.7	16.7
<u>Années humides</u>															
5 ans	30.5	48.2	68.6	90.0	126.1	198.7	187.8	220.6	190.8	150.7	140.4	109.2	90.0	53.2	26.4
10 ans (mm)	32.9	51.9	73.7	96.7	135.8	214.0	202.2	237.5	205.5	162.3	151.2	117.6	97.0	57.3	28.5

Tableau 3

d. Étude statistique de période d'a sec de 5 jours et plus.

La connaissance des interruptions de précipitations au sein de la saison des pluies est essentielle pour la culture du riz. Des périodes d'a sec supérieures ou égales à 5 jours entraînent des dommages graves -

Le tableau 4 suivant résume la probabilité d'occurrence de ces périodes en années moyenne, quinquennale sèche et quinquennale humide.

PROBABILITE D'OCCURENCE

D'UNE PERIODE D'A SEC DE 5 JOURS

P EN SAISON DES PLUIES

1- Mois par mois

	Juin	Juillet	Août	Septembre	Octobre
Nombre	91	14	9	7	125
Période considérée (ans)	59	61	60	61	62
Nombre de fois par an	1.54	0.23	0.15	0.11	2.02
Période de retour (ans)	0.7	4.4	6.7	9.1	0.5
Nombre de périodes en année quinq. sèche	3	1	0	0	3
Nombre de périodes en année décennale sèche	3	1	1	1	4

Tableau 4

e. Précipitations de début des saisons des pluies.

La pédologie des sols de variétés récentes leur préférence par l'eau de mer pendant la saison sèche, mais leur dessalage par l'eau douce au début de la saison des pluies. Ce dessalage exige un minimum de 430 mm d'eau précipités. Quand cette valeur est atteinte, le repiquage du riz devient possible. Il est donc important de connaître à quelle date une telle hauteur de précipitations est atteinte.

A l'aide des données décennales précédentes, il est possible de vérifier que le 10 Août, la probabilité de dépassement de ces 430 mm est égale à 0,92, soit un risque de défaillance une fois tous les 13 ans (en moyenne il serait déjà tombé 629 mm). Au 20 Août, cette probabilité devient 0,95, soit un risque de défaillance une fois tous les 20 ans. Au 25 Août, ce risque devient pratiquement nul (une fois les 60 ans).

Il est aussi important de connaître la probabilité d'occurrence d'une pluie de 25 mm en un jour ou de 20 mm en deux jours. Ces pluies conditionnent le labour au motoculteur.

Une étude statistique a fait apparaître les résultats suivants : Tableau 5 :

Probabilité	Pluie de 25 mm en un jour	Pluie de 20 mm en deux jours
0,1	avant le 5 Juin	avant le 2 Juin.
0,2	avant le 10 Juin	avant le 7 Juin.
0,5	avant le 20 Juin	avant le 16 Juin
0,8	avant le 30 Juin	avant le 25 Juin
0,9	avant le 5 Juillet	avant le 30 Juin.

f. Les averses.

Les ajustements à une loi de Gumbel ont été effectués au poste pluviométrique de Ziguinchor ; les résultats qui en découlent sont les suivants :

Fréquence	Décennale	Centennale
Pluie journalière (mm)	161	230
Pluie cumulée 5 jours (mm)	297	418

Il faut se pendant, faire mention de la baisse de la pluviométrie annuelle ces dernières années.

I. 2. La climatologie.

La Base Casamance appartient à la zone tropicale Nord, avec une saison des pluies de Juin à Novembre.

Les températures dans la région sont généralement au-dessus de 25°C, ce qui entraîne une évaporation assez intense à laquelle il faut ajouter l'évapotranspiration du couvert végétal.

Les mesures corrigées d'évapotranspiration effectuées par l'ISRA à Ziguinchor ont fourni les résultats suivants :

Tableau 6

	Juin	Juil	Août	Sept	Oct.	Novembre
t en °C	29,5	27,4	26,8	27,2	27,8	27,1
p en %	8,9	8,9	8,7	8,4	8,1	7,9
ET (mm)	212	202	195	190	186	179

I.3 des marées.

La mer occupe 18.000 ha du bassin du Kamoboul qui en compte 720.000, soit 25% de la superficie totale. A marée basse les 22% sont exondées alors 3% sont encore envahies par les eaux salées, ce sont les lits mineurs.

La bordure de cette zone de marée se sursale en saison sèche, à cause des phénomènes de remontée capillaire des eaux de la nappe phréatique, de leur évaporation et de la concentration des sels à la surface du sol. Elle ne se trouve atteinte que par les marées exceptionnelles. Cette frange capillaire sursalée constitue la zone des tannes. Au-dessus débute les rizières douces qui ne sont pas atteintes par les eaux de marée.

Le niveau moyen des marées n'est pas le même en saison des pluies ou en saison sèche, puisque le ruissellement des eaux douces provoque une surélévation du plan d'eau. Il importe de connaître les niveaux de marée parce qu'ils fixent les cotes inférieures atteintes sur le terrain, donc les limites des zones de variétés susceptibles de bénéficier d'un aménagement antisel.

Les données de ILACO, à cet effet, sont résumées dans le tableau 7 suivant :

On voit donc que la cote maximale atteinte par le plan d'eau en saison des pluies est de 1,75 M.P.P, soit alors une largeur de vallée atteinte par les eaux marines, de 1035 m.

En début de saison des pluies, les eaux de ruissellement entraînent les croûtes de sels déposées sur les tannes et lessivent les sols; l'eau des brolongs se sursale alors, mais les apports d'eau

douce augmentant, il y a peut-être dilution et chasse des eaux salées de telle sorte que, début Août, l'eau des lagongs est pratiquement douce. La salure recommence à croître lentement à la fin de la saison des pluies car les écoulements souterrains prolongent pendant plusieurs mois encore les apports d'eau douce. Elle atteint les teneurs de l'eau de mer dès le mois de Février.

Le volume d'eau nécessaire au lessivage des tannes est fonction de la saison pluvieuse précédente; il est cependant estimé en moyenne à 430mm qui peut être atteinte dès fin Juillet.

Tableau 7

Nivellement M.P.P. (MIGN)	Haute mer		Basse mer		Niveau moyen
	Hauts débits	bas débits	Hauts débits	bas débits	
<u>Vallée de Nyamia.</u>					
Kamoboul 1		1,65		0,51	
2	1,70 à 1,75	1,52	1,15 à 1,20	0,73	1,29
3		1,40		0,94	
Medina 1		1,54		0,60	
2	1,75 à 1,80	1,44	1,55 à 1,60	0,82	1,41
		1,34		1,04	
Bafikane	1,80 à 1,85	-	1,65 à 1,70	-	-
Etone	1,85 à 1,90	-	1,75 à 1,80	-	-
Eboume 1		1,50		0,73	
2	1,90 à 1,95	1,42	1,80 à 1,85	0,88	1,51
3		1,35		1,02	
Tambatouta	2,30 à 2,45	1,90	2,40 à 2,45	1,90	2,16

Ce tableau ci-dessus donne la hauteur de marée marée à différents points de mesures (marégraphes).

II. Etude géotechnique.

Le principal problème rencontré à ce niveau est lié à la très faible portance des formations les plus superficielles : les vases. Il y a aussi que les matériaux d'emprunt de bonne qualité ne sont pas bon marché et la zone en étude n'est pas d'une accessibilité aisée.

Depuis 1981 jusqu'en 1982, le CEREEQ, le BRGM et ILACO ont effectué plusieurs essais sur le terrain ou ont prélevé des échantillons qu'ils ont analysés en laboratoire en vue de dégager les perspectives d'aménagement éventuel de la vallée du "Kamobeul Bolong". Ces essais ont essentiellement porté sur:

- in situ : la pénétrométrie au Barentzen pour déterminer la résistance au pointe ; la sismométrie (ILACO) pour déterminer la cohésion non drainée du premier mètre de sol.

- en laboratoire : les analyses granulométriques, les essais de compressibilité - perméabilité, les essais de consolidation, les essais triaxiaux, etc...

Dans ce paragraphe nous nous garderons de faire étalage de tous les sondages et essais in situ et en laboratoire, et nous nous contenterons autant que possible d'en faire une présentation succincte et de présenter la synthèse de tous les résultats d'essais sur les sols de fondation et aussi sur les matériaux d'emprunt.

a7. Reconnaissance géotechnique.

Elle est effectuée par les essais pénétrométriques au Barentzen dont voici ci-joint le plan d'implantation des sondages.

Ces essais nous ont permis de dresser une coupe stratigraphique du terrain sur plus de 7m de profondeur (voir plan profils en long) grâce à l'exploitation des résultats ci-dessous

Profil	Refus, moyenne (Econt-type)	vase fluide	couche lâche
N° 1	5,97 (1,76)	2,17 (1,24)	2,90 (1,98)
N° 2	7,91 (1,72)	2,79 (1,81)	4,78 (2,35)
N° 3	7,28 (1,78)	1,88 (0,85)	4,88 (2,07)

Pour ailleurs, ILACO a procédé à des mesures scissométriques pour caractériser le premier mètre de sol. Mais les mesures apparaissent assez dispersées et très médiocres. Elles nous ont qu'en même donné une idée de la cohésion non drainée des vases variant de 0,8 à 1,5 g/cm².

b. Essais en laboratoire

Toutes les entreprises CEREEQ, BRGM et ILACO ont effectué des essais en laboratoire. Ces essais se recoupent (oedométrie, triaxial, etc...) ou se complètent (essais de consolidation).

Les tableaux récapitulatifs fournis de part et d'autre à cet effet résument les résultats des différents essais :

(voir les tableaux 8, 9, 10 et 11 suivants)

ESSAIS DE LABORATOIRE - TABLEAU RECAPITULATIF



NYASSIA BOLON - ESSAIS CEREEQ NOV. 1981

Provenance		Nature géologique	Teneur en eau % W	Densité sèche T/m ³ γ _d	Granulométrie % passant au tamis de					Limites d'Atterberg			Essais de compactage		Oedomètre		Perméabilité m/s K	Cisaillement triaxial		
Ech.	Prof.				20 mm	2 mm	0.4 mm	80 μm	2 μm	WL	WP	IP	W _{opt}	γ _d max	σ _c bar	C _c		C _{uu} bar	φ _{uu}	Remarques
P1 (vase 1)		VASE	85.2	(1) 0.63	-	-	-	100	15	86	31	55			1.057 (2)	σ = 5 bar : 3.10 ⁻¹⁰ σ = 10 bar : 1.10 ⁻¹⁰	C _{uu} 0.02	φ _{uu} 4°	triaxial UU (2) e ₀ = 3.298	
P2 (vase 2)		VASE avec radicelles	109.2	(1) 0.50	-	-	-	100	25	145	39	106					C _{uu} 0.02	φ _{uu} 5°	triaxial UU	
P3 (vase 3)		VASE	100.4		-	-	-	100	22	137	39	98			1.271 (2)				(2) e ₀ = 4.100	
Emp. n°1		SABIE argileux	9.8		100	96	80	25	10	19	11	8								
Emp. n°2		SABIE argileux jaune	8.2		100	98	80	35	16	20	10	10	8.8	2.09		1.83.10 ⁻⁸	C _{uu} 1.1	φ _{uu} 30°	triaxial UU	
Emp. n°3	Sac n° 1	SABIE argileux	17.8		100	100	96	48	14	27	13	14								
	Sac n° 2		17.5		100	100	94	37	12	22	11	11								
Emp. n° 4	Sac n° 1	GRAVE latéritique sablo-argileuse rou- geâtre	11.2		90	54	50	24	10	26	10	16								
	Sac n° 2		11.0		93	61	54	26	10	29	14	15								

(1) γ_n = 2.60

Tableau 8

20

20

ESSAIS DE LABORATOIRE - TABLEAU RECAPITULATIF



NYASSIA BOLON - ESSAIS ILACO

SONDAGE	Provenance		Nature géologique	Teneur en eau	Densité sèche	Granulométrie					Limites d'Atterberg			Essais de compactage		Oedomètre		Perméabilité	Cisaillement triaxial		
	Ech.	Prof.		%	T/m ³	% passant au tamis de					WL	WP	IP	W _{opt}	γ _{d max}	C _c bar	1/C _p *	K	C _{bar}	γ	Remarques
						20 mm	2 mm	0.4 mm	80 μm	2 μm											
20	FS 413	1.0-1.2	SABLE fin silteux	14.6	1.80	100	100	98	28									1.2 à 22.10 ⁻⁶	C _{cu} = 0.25 C' _v = 0.12	φ _{cu} = 30° φ' = 35.5	triaxial CU
	FS 420	2.0-2.2	ARGILE grise sableuse	15.1	1.86	100	100	98	42												
22	FS 935	0.8-1.15	ARGILE sableuse très molle	57.5	1.02						32	16	16								
	FS 417	2.8-3.2	ARGILE sableuse	23.6	1.62						17	14	3								
25	FS 614	0.8-1.15	SABLE fin argileux	16.5	1.80				17		N	P									
	FS 416	2.8-3.15	SABLE fin légèrement argileux	16.5	1.82	100	100	92	15		N	P									
26	FS 403	0.8-0.95	SABLE fin	16.4	1.82	100	100	94	7												
	FS 410	2.0-2.35	SABLE fin	16.0 19.8	1.79 1.73	100	100	90	12		N	P				0.6	0.0026				
28	FS 415	2.0-2.1	ARGILE tourbeuse	138.3 154.0	0.55 0.51						128	41	87					0.26	0.0177		
<p>(*) C_F est un coefficient de consolidation primaire tel que :</p> $C_c = \frac{1}{C_p} \quad 2,3 (1 + e_0)$																					

21

Tableau 9

ESSAIS DE LABORATOIRE - TABLEAU RECAPITULATIF



NYASSIA BOLON - ESSAIS ILACO

Provenance		Nature géologique	Teneur en eau	Densité sèche	Granulométrie					Limites			Essais de compactage		Oedomètre		Perméabilité	Cisaillement triaxial		
Ech.	Prof.		W	γ_d	20 mm	2 mm	0.4 mm	80 μ m	2 μ m	WL	WP	IP	W opt	γ_d max	Cc bar	$\frac{1}{C_p}$	K	C bar	φ	Remarques
FS 409	2.0-2.15	ARGILE molle	122.5 150.0	0.61 0.55						69	32	36			0.27	0.0448				
FS 409	2.15-2.3	ARGILE sableuse	41.2	1.23																
FS 409	2.3-2.4	ARGILE molle	-	-																
FS 412	0.8-1.0	ARGILE tourbeuse	102.4	0.70						123	56	66								
FS 405	1.5-1.65	ARGILE molle	139.9 54.9	0.49 1.14											0.33	0.0239				
FS 405	1.65-1.8	SABLE fin.sale	27.5	1.46	100	100	99	15		25	19	6								
FS 419	0.5-0.65	ARGILE molle	85.2 92.8	0.81 0.74						116	57	59								
FS 411	2.1-2.4	ARGILE molle	124.0 129.1	0.58 0.57	100	100	99	65		119	59	60			0.28	0.0729				
FS 404	0.4-0.7	ARGILE tourbeuse	109.0 127.4	0.67 0.58						136	59	77								
FS 408	3.2-3.4	ARGILE tourbeuse	117.2	0.60						145	57	88								
<p>(*) C_p est un coefficient de consolidation primaire tel que :</p> $C_c = \frac{1}{C_p} \quad 2,3 (1 + e_0)$																				

Tableau 10

ESSAIS DE LABORATOIRE - TABLEAU RECAPITULATIF



NYASSIA BOLON - ESSAIS COMPLEMENTAIRES BRGM SEPT. 1982

Provenance		Nature géologique	Teneur en eau % W	Densité sèche T/m ³ γ _d	Granulométrie % passant au tamis de					Limites d'Atterberg			Essais de compactage		Oedomètre		Perméabilité C _v cm ² /s	Cisaillement triaxial		
Ech.	Prof.				20 mm	2 mm	0.4 mm	80 μm	2 μm	WL	WP	IP	W _{opt}	γ _d max	G _c bar	C _c		C _u bar	φ	Remarques
vase P4 R.G.	0.-0.50m	ARGILE molle							128	43	85						C _u 0.1	φ _u 6°	triaxial W	
vase P5 R.G.	0.-0.50m	ARGILE molle	91.5	0.71					64	26	38				0.97		σ = 0.1 à 0.25 bar C _v = 3.42.10 ⁻⁵ σ = 0.25 à 0.50 bar C _v = 2.75.10 ⁻⁵ σ = 0.50 à 1.00 bar C _v = 4.48.10 ⁻⁵ σ = 1.00 à 2.00 bar C _v = 6.14.10 ⁻⁵			
vase P6 R.G.	0.-0.50m	ARGILE molle	108	0.64					78	28	50				0.92		σ = 0.1 à 0.25 bar C _v = 6.19.10 ⁻⁵ σ = 0.25 à 0.50 bar C _v = 4.79.10 ⁻⁵ σ = 0.30 à 1.00 bar C _v = 5.83.10 ⁻⁵			
Emp. n°1 P7	0,20 m	SABLE moyen	11.8		100	100	83	23			NP									
Emp. n°1 P8	1,00 m	SABLE moyen	14.7		100	100	80	21			NP									
Emp. n°2 P9	0,20 m	ARGILE brune	24.8		100	100	97	82	48	17	31									
Emp. n°2 P10	0,90 m	ARGILE grise	101		100	100	99	95	65	28	37									

68 23

c. Synthèse des résultats.

Toutes les campagnes peuvent être considérées comme complémentaires et permettent l'attribution de valeurs géotechniques jugées comme les plus probables, aux différentes formations ; ce qui conduit à l'élaboration du modèle suivant :

- les vases fluides :

épaisseur moyenne : 2,30 m.

domaine de variation : 1 à 5 m.

R_p : résistance en pointe : 1 à 2 bars.

C_u moyen : 0,80 t/m².

$\phi_u = 0$

C_c moyen probable : 1,2

e_0 moyen probable : 4.

σ_d : moyen calculé : 0,60.

Commentaires :

- l'épaisseur maximale rencontrée est 8 m.
- l'envasement est plus important en rive gauche.
- les caractéristiques relatives à la compressibilité ne peuvent pas être considérées comme statistiquement représentatives. On calculera la consolidation primaire avec les paramètres BRCM, le tassement secondaire avec les données ILACO.

- Les vases consolidées et argilles molles vasardes

• épaisseur moyenne : 4,20 m.

• domaine de variation : 1 à 6,5 m.

• R_p : 2 à 5 bars.

• C_u moyen : 1,2 à 1,5 t/m².

• σ_d moyen : 1,0.

Commentaires :

• l'épaisseur maximale rencontrée est 8 m.

• la cohésion croît avec le degré de consolidation, sous l'effet de surcharges. La tranche non mouillée est également plus cohérente.

• On ne dispose pas de mesures suffisantes concernant la compressibilité. Les essais antérieurs nous conduisent à proposer :

$$C_c = 0,70$$

$$e_0 = 2,5$$

— Les sables et argiles peu compactes.
épaisseur indéterminées.

R_p de 10 à 30 bars en général.

$$\sigma = 2,06$$

$$\sigma_d : 1,74$$

$$W : 18 \%$$

d. Choix du tracé de la digue.

À la lumière des études précédentes, le profil N°1 pour l'implantation de la digue nous apparaît le mieux indiqué à cause des résultats pénétrométriques :

- concernant la profondeur du refus, le tracé proposé apparaît préférable : 6 m environ contre 7,9 pour le profil N°2 et 7,3 m pour le profil N°3.

- Concernant l'épaisseur des vases fluides, le profil N°1 (2,20 m) est intermédiaire entre le profil N°2 et celui N°3 où l'on note respectivement 2,8 m et 1,9 m.

Au Sud du seuil SW-NE passant par les sondages 14,35 et 69, les épaisseurs de terrains compressibles sont plus homogènes.

DIGUE

hauteur de crête et stabilité

Le profil en travers de la vallée montre un terrain relativement plat, situé environ à la cote 1,30 M.P.P., soit le niveau moyen de la marée. Pour que l'ouvrage réponde à sa vocation, c'est-à-dire permettre le contrôle des échanges d'eau entre les marées et les rizières en amont, il faudrait alors bâtir une digue assez longue qui ferme notre vallée sur toute sa partie susceptible d'être submergée par les eaux salées.

(voir plan profil en long Terrain-digue).

Le matériau de remblai, sablo-argileux principalement, qui a donné une perméabilité $K < 10^{-8}$ m/s si compacté au Proctor, nous incite à choisir une digue homogène (sans noyau de lâcheté) que nous protégerons. Notre sol de fondation, les vases fluides étant très peu consolidés, nous vérifierons la sécurité de notre digue par rapport au poinçonnement et par rapport à la rupture circulaire avec les méthodes de Fellenius et de Bishop simplifiée. Pour calculer ensuite les tassements sous le poids du remblai, un tassement dont les essais ont montré qu'il était principalement dû à la consolidation primaire et secondaire.

Nous ne parlerons pas ici des évacuateurs de crue ou des canaux de vidange qui peuvent faire l'objet d'une étude ultérieure dans les mêmes circonstances.

I. Hauteur de crête de la digue.

La hauteur de la digue est déterminée en fonction de la cote de retenue normale qui correspond au volume nécessaire pour satisfaire les besoins augmentés des pertes par infiltration et évaporation. C'est donc la cote maximale du plan d'eau dans la retenue majorée de la revanche qui, elle, est calculée en tenant compte de l'effet du vent sur le plan d'eau, c'est à dire les vagues qui peuvent parfois atteindre des amplitudes importantes au point d'accroître les risques de submersion de la digue.

Les vents sont très modérés dans la région ; nous prendrons ainsi comme vitesse de dimensionnement $W = 40 \text{ km/h}$. Dans le sens d'une plus grande sécurité, nous prendrons la cote maximale du plan d'eau vue précédemment, soit à 1,75 M.P.P, qui correspond à un fetch maximum de 8 km.

on calcule la revanche par la méthode suivante :

et avons :

$$H = 0,76 + 0,032 \sqrt{VF} - 0,26 \sqrt[4]{F}$$

où V : vitesse du vent (en km/h)

H : hauteur des vagues (en m).

F : fetch (km).

$$\text{soit } H = 0,76 + 0,032 \sqrt{40 \times 8} - 0,26 \sqrt[4]{8} = 0,895 \text{ m.}$$

La formule approximative de Coillard :

$$V = 1,5 + 2H \text{ avec}$$

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

H : hauteur des vagues.

$$\Rightarrow V = 1,5 + 2 \times 0,895 = 3,29 \text{ m/s.}$$

de R_1 , on calcule la revanche R par la formule :

$$R = 0,75H + \frac{V^2}{2g}$$

H = hauteur vagues (m)

V = vitesse vagues (m/s)

g = accélération pesanteur ($= 9,81 \text{ m/s}^2$).

on a

$$R = 0,75 \times 0,895 + \frac{(3,29)^2}{2 \times 9,81} = 1,23 \text{ m.}$$

$$R = 1,23 \text{ m.}$$

La revanche est également donnée empiriquement :

$$R = 1 + 0,3\sqrt{F}$$

ce qui donne $R = 1,08 \text{ m.}$

Donc on prendra une revanche $R = 1,23 \text{ m.}$

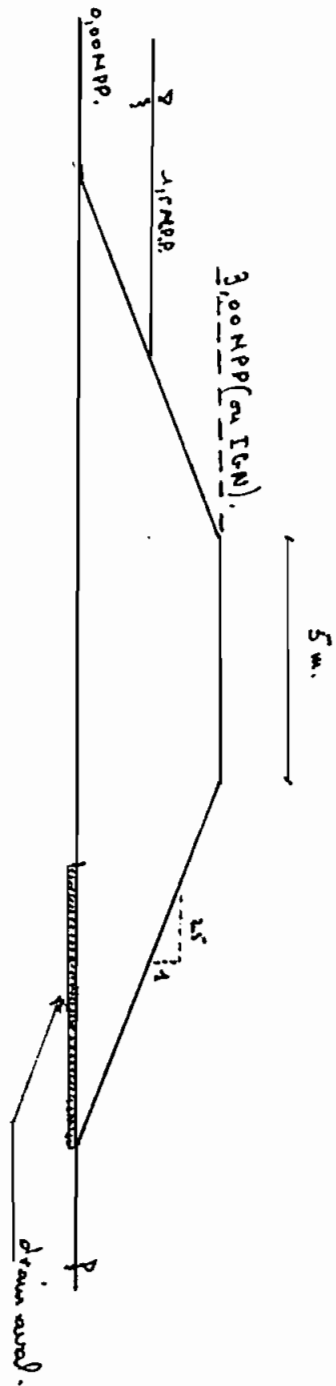
La hauteur de crête se situera alors à la cote

$$1,23 + 1,75 = 2,98 \text{ M.P.P.}$$

Notre digue sera donc calée à la cote 3,00 M.P.P. (ou IGN).
La largeur en crête du barrage sera prise égale à 5,0 m afin
de permettre la circulation de véhicules légers en vue de
désenclaver la zone.

Elle sera du type homogène en matériau argilo sableux qui
offre une étanchéité suffisante. Nous adopterons en fait de
talus avant et aval de 2,5/1 pour limiter le volume
de remblai (pas bon marché) sous réserve de la stabilité de
la digue. Elle sera munie d'un drain aval pour rabattre la
ligne phréatique et réduire les sous pressions (pression interstitielle)

qui peuvent compromettre la sécurité de nos talus par rapport au glissement.



Diague coupe à l'échelle 1/2.

II - Stabilité de la digue.

Pour nous vu dans l'étude géotechnique sur une coupe de la vallée que les sols de fondation étaient inhomogènes, la profondeur des vases était très variable. Il s'avère alors plus judicieux pour notre étude, de décomposer la digue en tronçons sensiblement homogènes, c'est à dire, ayant une épaisseur de couche compressible constante, caractérisée par une résistance au puits au pénétromètre R_p identique (presque).

→ A cet effet, on adoptera la définition des tronçons comme spécifiée dans le tableau ^{P. 46} ci-dessous.

Pour nous très pessimiste dans le calcul de la stabilité à cause des comportements parfois imprévisibles des sols vaseux. A cet effet, nous ferons les hypothèses les plus défavorables pour le sol de fondation, à savoir :

$$\text{épaisseur} = 6 \text{ m.}$$

$$\text{cohésion non drainée } C_u = 0,8 \text{ t/m}^2.$$

$$\varphi = \text{angle de frottement} = 0^\circ \text{ milieu purement cohérent.}$$

Le matériau de remblai sera caractérisé par les paramètres :

$$\phi = 30^\circ$$

$$C_u = 20 \text{ t/m}^2$$

$$\gamma_d = 2,0 \text{ t/m}^3.$$

Compte tenu de la médiocrité du sol d'assise (vases), nous nous attendons à des risques d'instabilité très élevés pour une mise en charge rapide, c'est à dire la construction de tout le remblai en un laps de temps. Pour vérifier nous à cet effet, la sécurité

Définition des caractéristiques de chaque trougon

N° du trougon	Point kilométrique	Terrain (naturel moyen)	Profil Barret. (en mètre au compte)	Caractéristiques des couches.								
				Profondeur de couche	Résistance de pointe	Épaisseur de couche	Résistance de pointe	Épaisseur de couche	Résistance de pointe	Épaisseur de couche	Résistance de pointe	
1	0 - 0,67	-	-		Recharge de la piste existante							
2	0,67 - 0,79	1,30	87 - 88	0 - 2	1	2 - 4,5	2,5	liu coumpressible				
3	0,79 - 1,09	1,30	89-10-11-12-13 15-12-13	0 - 2	1	2 - 7	3	liu coumpressible				
4	1,09 - 1,24	1,30	816 - 817 - 18 19 - 20	0 - 3	1	3 - 4,5	2	liu coumpressible				
5	1,29 - 1,48	1,30	821 - 22 (36)	0 - 3	0,5	3 - 5	1	5 - 7	2	liu coumpressible.		
6	1,48 - 1,76	1,60	83-4-5-40-44 48-50-52	0 - 1	1	1 - 4,5	3	liu coumpressible.				
7	1,81 - 2,23	2,30		Matériaux sables agglomérés (recouvrant ILACO)								

Tableau n° 12

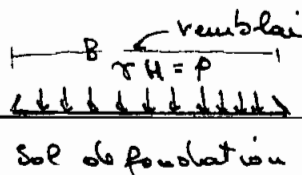
par rapport à la portance du sol et celui par rapport à un éventuel glissement de talus par les méthodes de Fellenius et de Bishop simplifiées. Ces facteurs de sécurité conditionneront notre prise de décision quant à est-ce qu'il faut étalonner les travaux sur une période plus ou moins longue pour gagner une certaine consolidation, donc amélioration de la cohésion, ou alors faut-il prendre des mesures visant à améliorer le sol d'assise qu'on ne peut excaver ou pourrissant à augmenter le frottement (l'angle) de nos talus pour une demande en matériaux d'emprunt plus important. Il est clair que compte tenu des coûts supplémentaires que ces deux dernières solutions engendrent, nous retiendrons, si besoin est, la première sous réserve que les risques de contamination de notre digue sont minimes.

La sécurité par rapport à la rupture circulaire sera vérifiée pendant la construction et en fonctionnement de notre ouvrage.

II-1 Sécurité par rapport à la portance du sol.

En fait, la première chose à laquelle on puisse s'attendre compte tenu de la médiocrité des vases, c'est le poinçonnement de la fondation très peu consolidée, c'est à dire la rupture du sol sous des contraintes supérieures à sa capacité portante.

On va calculer le facteur de sécurité en assimilant le remblai à une semelle superficielle continue à base lisse de largeur $B = 5m + 2 \times 2,5 \times 3 = 20m$.



La capacité portante est donnée par l'expression (voir C.P.M.S Cortet & Sanglard)

$$q_d = \left(1 - 0,2 \frac{B}{L}\right) \gamma \frac{B}{2} N_\gamma + \gamma D N_q + \left(1 + 0,2 \frac{B}{L}\right) c N_c$$

pour une semelle rectangulaire.

ici $\frac{B}{L} \rightarrow 0$

et pour $\phi = 0^\circ$ on a $N_\gamma = 0$ et $N_q = 1$ et $N_c = \pi + 2 = 5,14$.

$$\Rightarrow q_d = \gamma D + c N_c$$

or $D = 0$ - semelle superficielle.

$$\text{donc } q_d = c N_c = 0,8 \times 5,14 = 4,1 \text{ t/m}^2$$

les calculs sont effectués en contraintes totales.

Donc, la contrainte due au remblai sur la fondation:

$$\phi = \sigma H = 2,0 \times 3,0 = 6,0 \text{ t/m}^2$$

$H = \text{hauteur du remblai.}$

le facteur de sécurité $F = \frac{q_d}{\phi} = \frac{4,1}{6,0} = 0,69$.

$F = 0,69$. \Rightarrow il y a de forts risques de

rupture de la fondation par poinçonnement juste après la construction de la digue en une fois.

- Gardin que si on met en premier une couche de remblai de 2m d'épaisseur, les ouvrages d'évacuation de crue et de vidange étant dimensionnés de façon à ce que à tout moment il y ait peu de risques de submersion, alors, le facteur devient

$$F = \frac{c N_c}{p} = \frac{5,14 \times 0,8}{2 \times 2} = 1,03 \text{ déjà mieux.}$$

Ce facteur sera en réalité amélioré d'autant plus que le terrain naturel n'est pas jamais en-dessous de la cote 1,30 mPP, et donc que la hauteur de remblai excèdera de peu 1,50 m dans la première étape de la construction de la digue.

II.2. Sécurité par rapport à une rupture circulaire.

C'est en général le mode de rupture des talus, c'est à dire qu'on admet que la rupture a lieu suivant une surface de glissement en forme de cylindre circulaire et qu'elle se produit instantanément et simultanément le long de toute la surface.

On sait que le barrage et sa fondation quand elle est alluvionnaire, sont formés de terres dont la résistance au cisaillement t est fonction de la contrainte normale n , de la pression interstitielle u et des deux caractéristiques cohésion c et angle de frottement interne φ dans le domaine intergranulaire selon la relation :

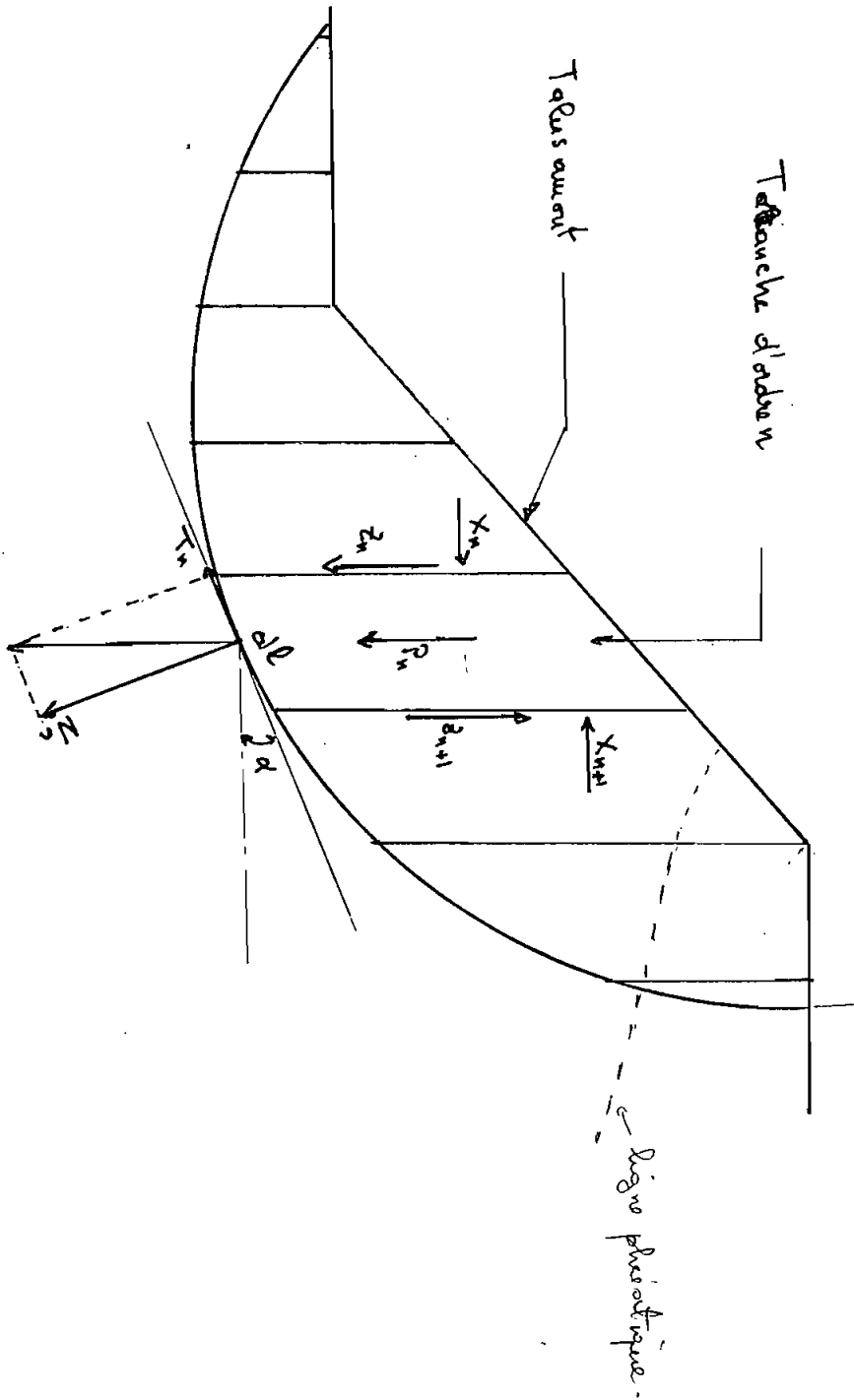
$$t = c + (n - u) \operatorname{tg} \varphi.$$

Il existe plusieurs méthodes de calcul suivant la nature des hypothèses faites sur les interactions entre tranches et sur la pression interstitielle. La méthode la plus couramment utilisée est celle de Fellenius perfectionnée par Bishop que nous utiliserons également pour notre cas.

On considère d'autre part qu'il n'y a pas interaction dans la 3^e dimension du barrage transversale à la vallée ; une approximation d'autant plus valable que la longueur du barrage suivant cette dimension est plus grande (2 à 3 fois) que la longueur de l'arc

de rupture (dans notre cas, cette hypothèse sera largement vérifiée)
 Cette hypothèse étant faite, on trace sur une coupe transversale du barrage plusieurs cercles de glissement et on recherche le plus critique, c'est à dire celui qui a le plus faible coefficient de sécurité, en appliquant la méthode ci-après exposée:

Fig 2



Calcul de la stabilité : méthode des tranches

dl : portion de cercle de glissement interceptée par la tranche d'ordre n considérée.

l : longueur de l'arc de cercle situé dans la partie saturée, c'est à dire sous la ligne phréatique (on admet que la partie non saturée est fissurée et a une cohésion nulle).

N_n : composante normale et T_n : composante tangentielle du poids P_n de la tranche ramenée au niveau du cercle de glissement.

X_n et Z_n les composantes de l'action de la tranche d'ordre $n-1$ sur la tranche d'ordre n .

X_{n+1} et Z_{n+1} les composantes de l'action de la tranche $n+1$ sur n .

a. Méthode de Fellenius.

Elle repose sur deux ou trois hypothèses :

a.1 : $X_{n+1} - X_n = 0$

$Z_{n+1} - Z_n = 0$.

soit pas d'interaction.

a.2 : Tenir compte de T_n et la composante tangentielle du poids de toute la matière dans la tranche n , sol et eau. On utilise pour calculer T_n , σ_{sat} pour la ligne phréatique et σ_n au-dessus de cette ligne.

a.3 : N est résistant et s'oppose à T par la force $N \tan \varphi$. Si le milieu saturé, on calcule N' (avec σ').

Le facteur de sécurité est donné dans ce cas par :

$$F = \frac{\sum N' \tan \varphi + c l}{\sum T}$$

orthogonale par leur abscisse x (il faut noter que l'orientation de x est fonction de ce que l'on se trouve au dessus ou au dessous axial). Le nombre de sections est inférieur ou égal à 16.

- Suivant que l'on choisit de faire passer tous les cercles de glissement par un point à définir ou que l'on ait choisi de faire tangenter nos cercles à une horizontale donnée, on aite
 $n_{\text{horiz}} = 0$ ou $1 \leq n_{\text{horiz}} \leq 4$.

Quand on a choisi la deuxième solution, on choisit suivant que l'on est en mode normal ou en mode automatique on donne:

x_c abscisse du centre du premier cercle à étudier.

y_c ordonnée du centre du premier cercle à étudier.

nbx nombre de centres suivant l'axe des x de la grille.

nby nombre de centres suivant l'axe des y de la grille.

$pasx$ espacement horizontal entre 2 centres de cercles successifs.

$pasy$ espacement vertical entre deux centres de cercles successifs.
ou alors, (en mode automatique):

x_{ptix} abscisse du point par où passent les cercles.

y_{ptix} ordonnée du point par où passent les cercles.

ou alors, en mode automatique:

$ty(1)$ ordonnée de la première horizontale à laquelle les cercles sont tangents.

$ty(n_{\text{horiz}})$ ordonnée de la dernière horizontale à laquelle les cercles sont tangents.

Pour le reste, voir le manuel d'utilisation de ce logiciel " " "

En tenant compte de la pression interstitielle u , il devient:

$$f = \frac{\sum (N - \mu dl) \operatorname{tg} \varphi + c l}{\sum T}$$

b. méthode de Bishop.

Elle est plus générale, $X_{n+1} - X_n \neq 0$.

et on donne:

$$f = \frac{\sum \frac{c dl + \operatorname{tg} \varphi (N - \mu dl)}{m_x}}{\sum T}$$

où $m_x = \cos \alpha \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \varphi}{f} \right)$ α : angle entre l'élément dl et l'horizontale.

La méthode de Bishop est plus précise que celle de Fellenius, et le coefficient de sécurité calculé par cette méthode est supérieur à celui calculé par Fellenius.

Dans notre cas, nous utiliserons le logiciel élaboré par l'ingénieur Jean Paul Faye pour le calcul des stabilités de pentes disponibles au centre de calcul. Ce logiciel permet de tenir compte des pressions interstitielles et calcule le facteur de sécurité par les méthodes de recherche normale ou de recherche automatique de cercle critique. Il est basé sur ces deux méthodes de Fellenius et Bishop. Il tient compte de la présence éventuelle de fissures et d'eau dans ces fissures.

Ce logiciel, le "STABEPT" peut être utilisé comme suit:

- A partir de la coupe de notre terrain ou digue, on fait des sections qu'on repère par rapport à un système d'axes

II.2.1. Sécurité immédiate

On a vu dans le paragraphe II.1 qu'il n'était pas sûr de construire d'un coup la digue ($f = 0,69$) au risque de poinçonner la fondation. On va alors étaler les travaux sur une période telle que les vases auront suffisamment de cohésion pour supporter le remblai de 3,0 m.

A cet effet, on va en premier supposer qu'on mette en place une couche de 2,0 m de remblai. Cette supposition se justifie d'autant plus que on a vu que la cote maximale du plan d'eau était à 1,4 m et qu'en réalité notre fondation était à, en moyenne, 1,30 m.P.P (ou I.G.N.), c'est à dire donc qu'il est peu probable qu'on ait besoin d'une telle hauteur de remblai même si l'on tient compte des tassements importants des vases. Autrement dit, en prenant 2 m comme hauteur de remblai, on va dans le sens de la sécurité la plus pessimiste.

D'autre part on a vu que le sol de remblai était pratiquement imperméable ($k < 10^{-7}$ m/s), donc on peut négliger, lors de la première phase de construction, l'effet des pressions interstitielles dans la digue qui n'auront pas eu le temps de se développer de façon critique avant la deuxième phase.

Ainsi, nous calculerons uniquement le facteur de sécurité pour le seul remblai sur la fondation vaseuse comme s'il n'y avait pas d'eau. D'autre part, compte tenu de la faible hauteur d'eau dont il est question ici (maximum 0,45 m \neq 1,4 - 1,30), la vige rapide n'a pas trop d'impact d'autant plus que les sous pressions qui contraindraient le talus avant sont insignifiantes.

Pour fichier KAMOB.02 (annexe 2)

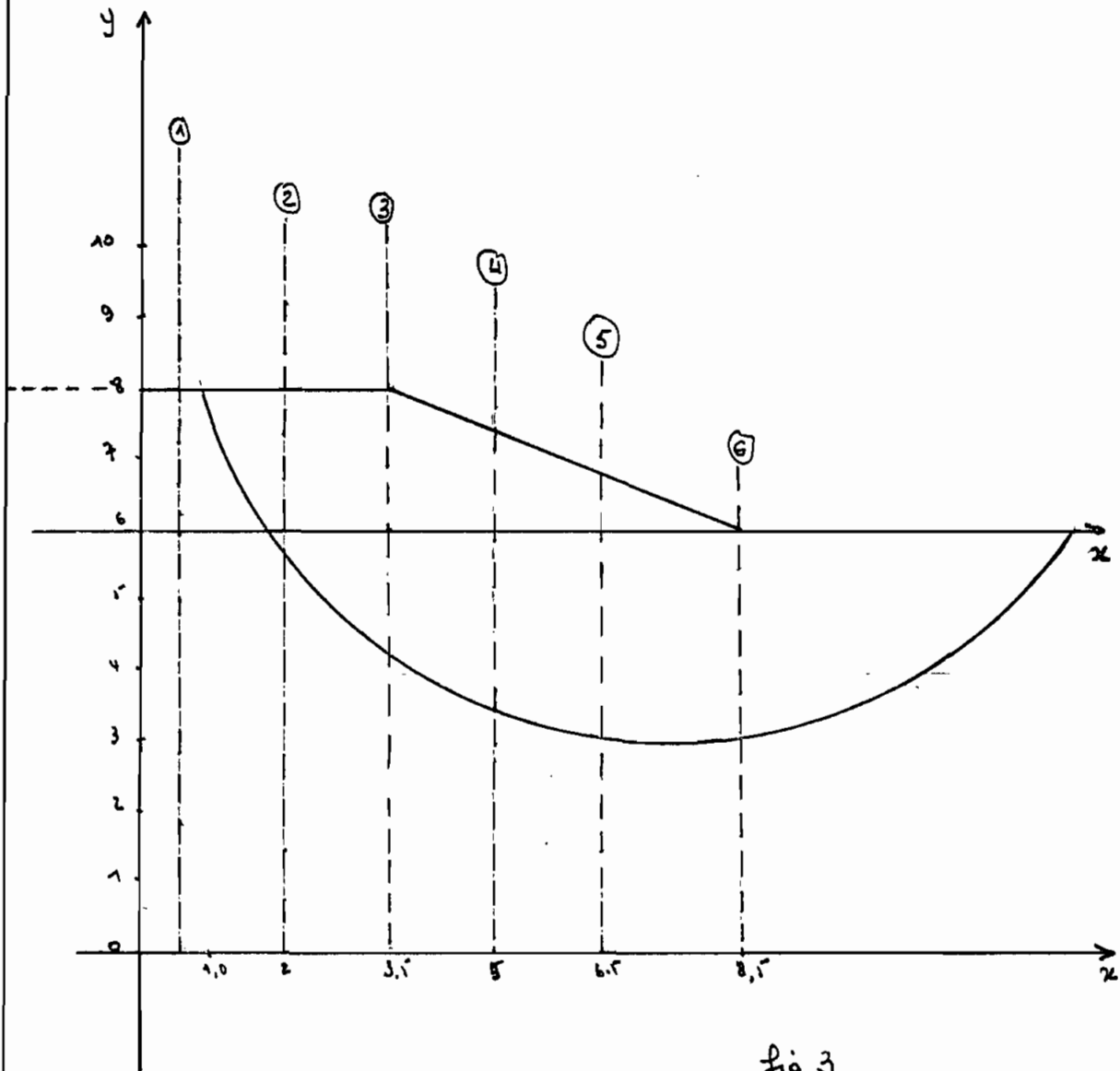


fig 3

ramblai: $\sigma = 2.0$

$$C_u = 10 t/w^2$$

$$\phi = 30^\circ$$

Sol d'essai: $\sigma = 0,6$

$$C_u = 0,8 t/w^2$$

$$\phi_u = 0^\circ$$

La fig 3 ci-dessus nous donne les paramètres qu'il faut pour le fichier de données (voir annexe 2) en vue de calculer le facteur

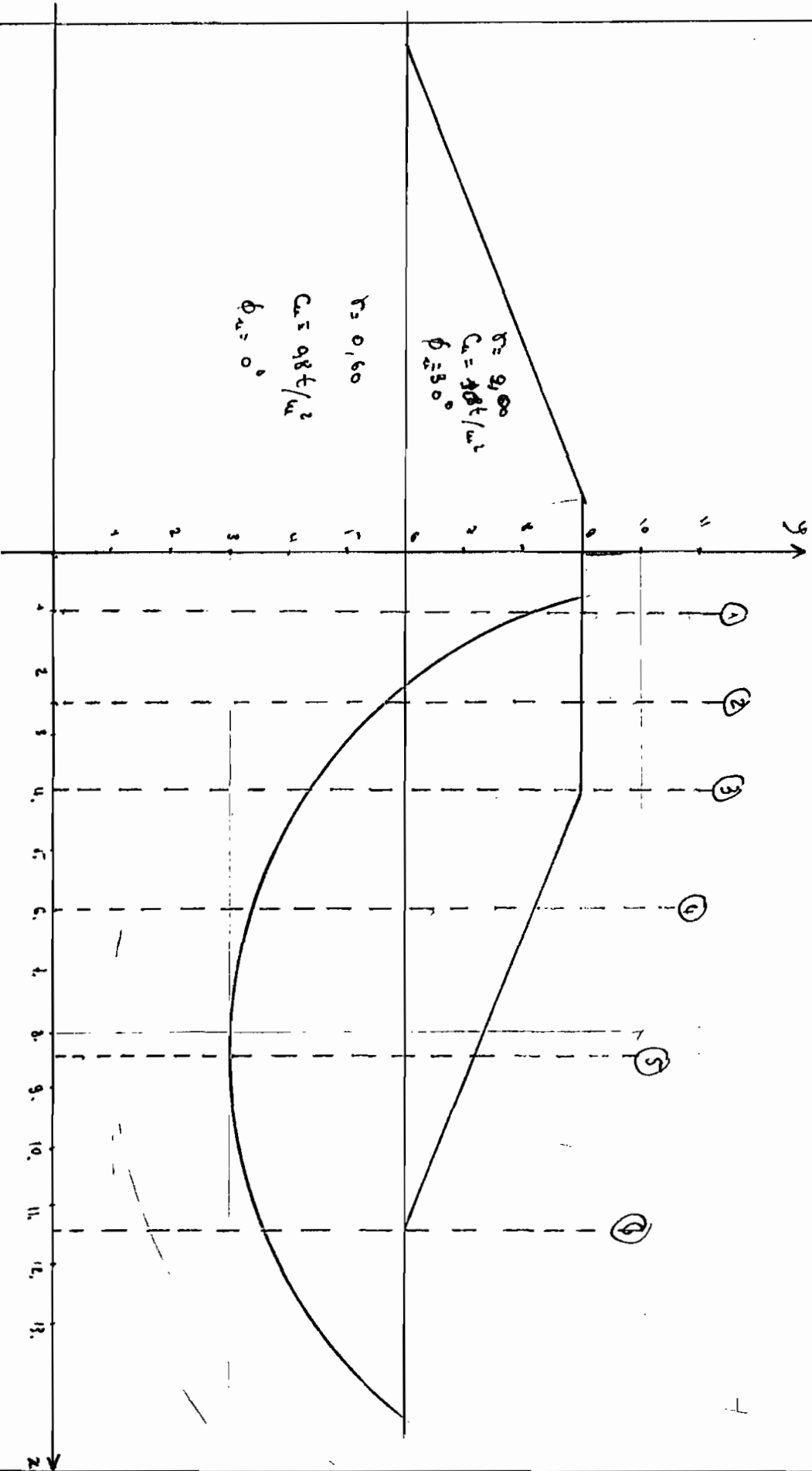


Fig 4 Rupture circulaire si 3,0 m de hauteur au point de construction d'un coup.

de sécurité immédiat pour une hauteur de remblai de 2 m et avec les hypothèses les plus pessimistes en ce qui concerne le sol de fondation.

On trouve un facteur de sécurité (voir fichier de résultat "KAMOB02" en annexe):

$$\underline{f = 1,35} \rightarrow \text{voir annexe 2.}$$

Si 3,0 m de remblai avaient été construits du même coup, le facteur de sécurité immédiatement après serait (voir fichier de sortie "KAMOB01a"): $f = 0,953 = 0,95$. faible (annexe 3)

ce qui, ajouté aux critères économiques, justifie autant qu'il faille construire le remblai en deux étapes.

- Remblai de deuxième phase.

Il s'effectuera après un certain temps t défini par:

$$t = T_v \frac{H^2}{C_v} \quad \text{où} \quad \begin{array}{l} T_v = \text{facteur temps (adimensionnel)} \\ C_v = \text{coefficient de consolidation} \\ H = \text{épaisseur du sol de fondation} \end{array}$$

Ce remblai aura lieu à la fin de la consolidation ^{primaire} _{tion}.

$$C_v = \frac{k E'}{\sigma_w} \quad (\text{voir C.P.H.S. Costet \& Sanglerat}).$$

$$k = 10^{-8} \text{ cm/s.}$$

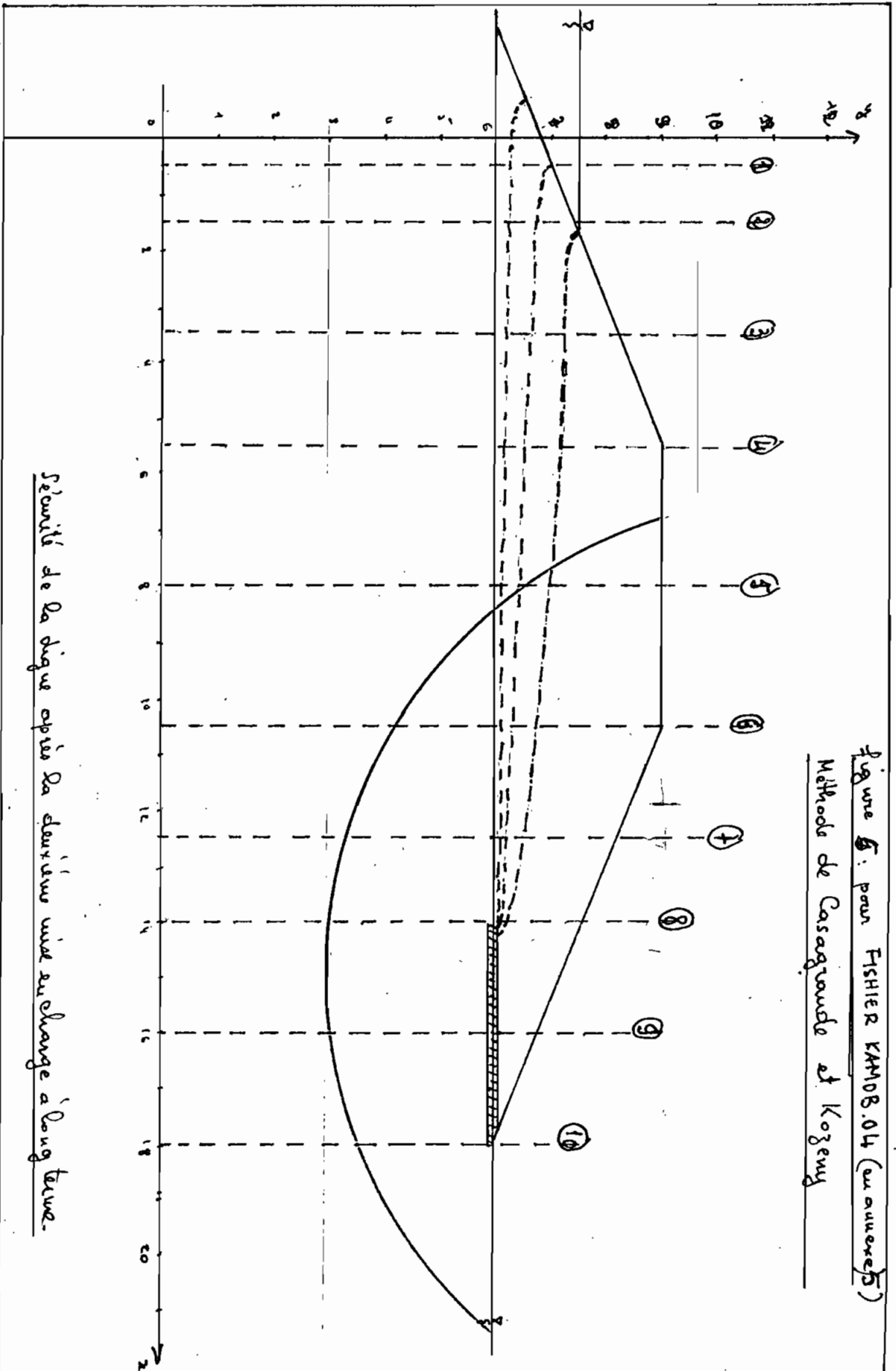
$$E' = 3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_w = 1$$

$$\rightarrow C_v = \frac{k E'}{\sigma_w} = 3 \cdot 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{s.}$$

Mais les mesures effectuées révèlent une perméabilité supérieure qui permet de prendre $C_v = 5 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s.}$

Figure 6: pour FISHER KAMOB.04 (en ouverts)
 Méthode de Casagrande et Kozeng



Sécurité de la digue après la deuxième mise en charge à long terme.

Avec un degré de consolidation $U = 60\%$, on trouve un temps t raisonnable de 20 ans environ.

$$(T_v = 0,289 \rightarrow \text{Tableau IV Costet et Sangbrat})$$

p 123 Tome 1

Les mesures de cohésion effectuées au scissomètre dans les diques déjà existantes ont montré que pour de faibles charges la cohésion augmentait au bout de ce temps trouvé d'environ 40%. Dans cette éventualité, on obtiendrait lors de la mise en place de la deuxième tranche, après deux (2) ans, une cohésion d'environ $1,8 \text{ t/cm}^2$ alors qu'elle n'était que de $0,8 \text{ t/cm}^2$ il y a deux ans.

La sécurité obtenue immédiatement après la mise en place de la 2^e tranche est

$$f = \underline{1,384} = 1,38$$

(voir en annexe 4 STAB KAMOB 03c)

Lorsque en régime permanent se sera établi, c'est à dire le réseau d'écoulement et d'équipotentielles pleinement développés, le facteur de sécurité calculé dans ce cas est de

$$f = \underline{1,516} = 1,52$$

(voir en annexe 5 KAMOB 04a).

Les figures suivantes ont permis de fournir les paramètres en vue de préparer les fichiers de données en annexe (KAMOB 03

DAT et KANOB ON. DAT.

III - Conclusion.

Dans ce chapitre, nous avons d'abord évalué la cote de la crête de notre digue en partant de la hauteur maximale que le plan d'eau pourrait avoir, c'est à dire en période de haute mers exceptionnelles coïncidant à un fort débit de ruissellement lors d'une averse, et nous avons calculé la revanche en considérant la longueur maximale du plan d'eau (8 km).

Nous avons par la suite calculé la sécurité par rapport au poinçonnement lorsque le remblai est construit en une seule phase. A cet effet, nous avons travaillé en contraintes totales pour le remblai et nous avons utilisé la densité immergée pour le sol de fondation parce que ce dernier se trouvait en moyenne, à la cote moyenne des mers. Nous avons ainsi trouvé un facteur de sécurité, le plus pessimiste (car nous avons aussi pris la hauteur maximale des vases et un $C_u = 0,8 t/m^2$ le plus bas), égal à :

$$f = 0,69$$

Après avoir, tenant compte de l'hétérogénéité de notre sol de fondation, nous avons décomposé la digue en plusieurs tronçons que nous avons jugés plus ou moins homogènes (même R_p).

Après avoir trouvé qu'il y avait risque de rupture lorsque la digue est construite en une fois, nous avons opté pour l'étalement des travaux dans le temps, c'est à dire la construire en deux phases espacées de deux ans, à la place d'augmenter le fruit de notre remblai parce que le bon sol est rare ou excaver le mauvais sol.

que nous jugeons trop coûteux compte tenu de l'épaisseur des vases.

Ainsi, pour une hauteur de remblai de 2,0 m, nous avons calculé un facteur de sécurité $f = 1,35$ qui est acceptable.

Lors de la mise en charge de la 2^e tranche pendant la 3^e année, nous avons admis (sur la base de mesures au sismomètre au niveau des diguettes déjà existants dans la zone) une cohésion améliorée de l'ordre de $1,2 \text{ t/m}^2$. Nous avons calculé le facteur de sécurité subséquent et la sécurité à plus ou moins long terme. Dans tous les cas, nous avons négligé les pressions interstitielles agissant sur le talus amont à la suite d'un vidage rapide parce que la hauteur de charge en question ($1,4 - 1,30 = 0,1$) dans l'hypothèse la plus pessimiste, est très faible. C'est dire que tous les facteurs de sécurité par rapport au glissement suivant une surface cylindrique, concernant le talus aval supposé plus critique dans notre cas.

ETUDE DES TASSEMENTS

Dans l'hypothèse d'un remblai horizontal de granule largeur, la partie médiane des fondations est soumise à un état de contrainte homogène, où les contraintes verticales et horizontales sont principales, c'est à dire qu'il n'y a pas de cisaillement.

Les tassements sont la conséquence des variations de volume du sol, cette approche est correctement traitée par la théorie de la consolidation et le calcul approché.

Par contre, à la périphérie les déformations angulaires apparaissent, les calculs théoriques peuvent alors être éloignés de la réalité, et cela d'autant plus que le coefficient de sécurité est faible, c'est à dire qu'il apparaît du fluage.

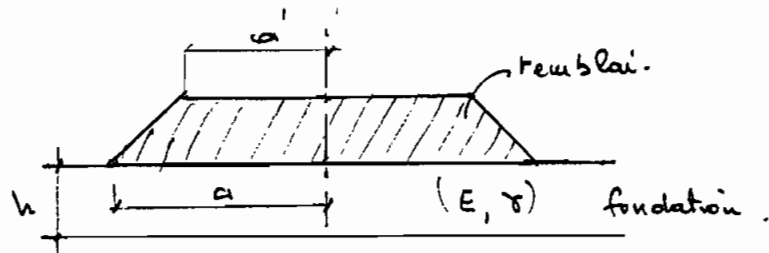
Le tassement total est la somme de trois tassements :

- le tassement immédiat ou instantané lors de la mise en charge à la surface du sol qui entraîne des déformations sans expulsion d'eau interstitielle,
- le tassement de consolidation primaire avec expulsion d'une partie de l'eau interstitielle,
- le tassement secondaire qui correspond à une déformation de fluage à long terme.

I. Tassement instantané

Le tassement instantané s'obtient à partir du module d'élasticité E et de formules établies avec la théorie de l'élas

tiété en supposant des déformations à volume constant ($\nu = 0,5$)



$$\Delta h = \frac{\delta h}{E} \frac{a^2}{a-a'} \left[r_h - \left(\frac{a'}{a} \right)^2 r_h' \right]$$

où r_h et r_h' sont données par les abaques de GIROUD.

Au premier chargement, ce tassement est négligé, (les essais ayant montré qu'il était de l'ordre de 10% du tassement total) devant le tassement de consolidation qui est prépondérant dans le cas de vases molles. En fait, ce tassement est pris en compte par le module oedométrique calculé à partir de la résistance au point, car l'essai pénétramétrique est un essai rapide.

II - Tassement de consolidation primaire

Compte tenu des propriétés physiques et mécaniques des ~~phases~~ ~~phases~~, ce type de tassement est le plus important. Il se calcule à partir de l'essai oedométrique, et est égal :

$$\Delta h = h \frac{C_c}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_0 + \delta \sigma'}{\sigma'_0}$$

où C_c = indice de compressibilité.

e_0 = indice des vides initial.

σ'_0 = contrainte verticale initiale

σ'_c contrainte de consolidation déterminée à l'œdomètre
($\sigma'_c \approx \sigma'_0$ si vases normalement consolidés).

h : épaisseur de la couche compressible (divisée en tranches pour plus de précision dans les calculs).

$\Delta\sigma$ accroissement de contraintes due à la surcharge apportée par le remblai.

Pour avons vu précédemment que le pourcentage de consolidation n'atteint 60% qu'au bout de deux ans environ. Donc le tassement de consolidation primaire ne sera pas achevé complètement même au bout d'un an.

Les calculs sont effectués à l'aide des coefficients déterminés par les essais œdométriques. Mais pour prendre en compte les différences de compressibilité et d'épaisseur des vases le long du profil de la digue, il est préférable de mener les calculs à partir des essais pénétrométriques qui ont été faits à intervalles réguliers le long de la digue.

Il existe en effet des corrélations empiriques entre la résistance de pointe statique R_p et le module E' de consolidation œdométrique :

$$E' = \alpha R_p$$

pour des argiles molles : $1,4 \leq \alpha \leq 3,00$.

(Tom 1 Costet & Sanglerat).

Pour trouver α , on a comparé les essais œdométriques disponibles sur les vases et les résistances de pointe mesurées (avec l'expression $E' = 2,3 \frac{1+e}{e_c} \sigma$ valable pour de faibles $\frac{\Delta\sigma}{\sigma}$ voir Costet & Sanglerat Tom 1)

Ainsi, on a trouvé que le coefficient de proportionnalité α

prendre en compte pour le calcul du module E est au minimum de ϵ :

$$E' = \epsilon R_p.$$

Les tassements sont alors calculés pour chaque section homogène choisie à partir du profil pénétrométrique. Les caractéristiques de chaque couche sont déduites de la corrélation ci-dessus en fonction d'une résistance de pointe moyenne dans la couche considérée.

on a vu : si $\Delta h_i =$ tassement pour une épaisseur h_i de couche.

alors :

$$\begin{aligned} \Delta h_i &= h_i \frac{C_c}{1+e_0} \log \left(\frac{\sigma'_0}{\sigma'_c} + \frac{\Delta \sigma'}{\sigma'_c} \right) \quad \begin{matrix} \sigma'_0 = \sigma'_c \\ \frac{\sigma'_0}{\sigma'_c} = 1 \end{matrix} \\ &= h_i \frac{C_c}{1+e_0} \log \left(1 + \frac{\Delta \sigma'}{\sigma'_c} \right) \end{aligned}$$

en posant $\frac{\Delta \sigma'}{\sigma'_c} = x$ et $x \rightarrow 0$

$$\text{si } \Delta h_i = h_i \frac{C_c}{1+e_0} \log(1+x) = h_i \frac{C_c}{1+e_0} (\log 10)^{-1} \log(1+x)$$

$\log(1+x) \rightarrow x$ quand $x \rightarrow 0$.

$$\begin{aligned} \text{d'où } \Delta h_i &= h_i \frac{C_c}{1+e_0} \times \frac{1}{2,3} = x \quad \boxed{2,3 h_i \frac{C_c}{1+e_0}} \\ &= h_i \frac{C_c}{2,3(1+e_0)} \times \frac{\Delta \sigma'}{\sigma'_c} = h_i \Delta \sigma' \times \left(\frac{2,3(1+e_0)}{C_c} \right)^{-1} \\ &\quad \parallel \\ &\quad E' \end{aligned}$$

$$\text{donc } \Delta h_i = \frac{h_i}{E'} \Delta \sigma'$$

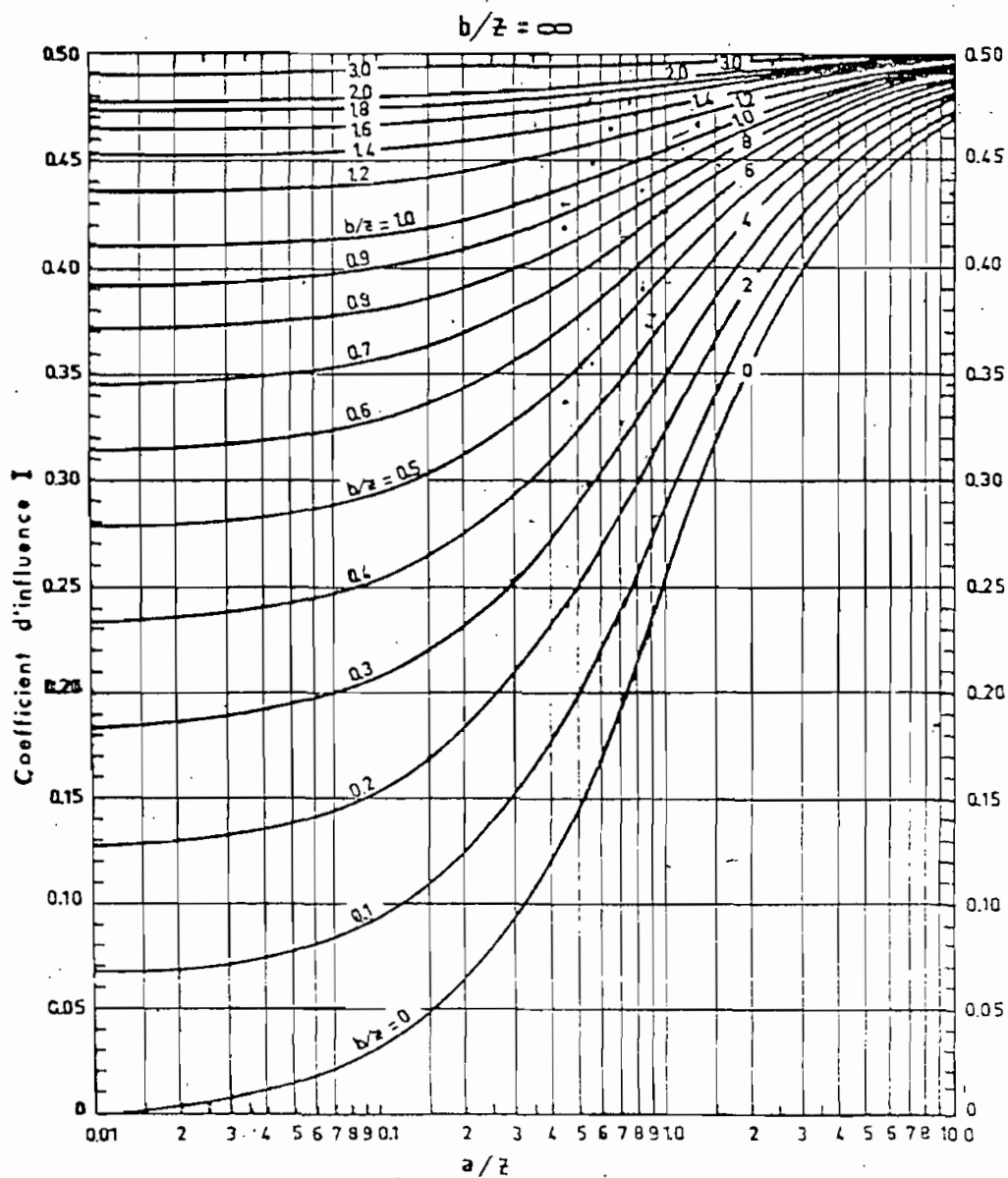
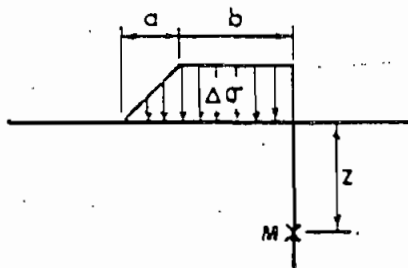
le tassement total sera donc obtenu par :

$$\Delta h = \sum \Delta h_i = \sum \frac{h_i}{E'} \Delta \sigma' \quad \text{mais on ajoutera à cela}$$

un facteur d'influence I obtenu en fonction de la géométrie de la tige et de la profondeur moyenne de la couche considérée.

- fidèles (voir abaque ci-dessous).

ABAQUE D'OSTERBERG



La valeur lue correspond à l'influence d'une moitié de remblais ; les remblais étant symétriques, la valeur indiquée dans les tableaux est double de la valeur lue sur l'abaque.

- Soignons dans la perspective de construire la digue en deux phases, nous calculerons les tassements de consolidation primaires au moyen de la formule trouvée ci-dessus :

$$\Delta h_i = \frac{\Delta \sigma \times h_i}{E'} \times I_i = \frac{\Delta \sigma R_p}{\alpha R_p} \times I_i \text{ avec}$$

I_i = coefficient d'influence donné par l'abaque ci-avant.

$\Delta \sigma$ augmentation de la contrainte due au remblai.

h_i épaisseur de la couche i .

α coefficient de proportionnalité entre E' et R_p , $\alpha \geq 2$.

II.1 Remblai de première phase.

Le terrain naturel est au la quasi-totalité de la digue à 1,30 M.P.P. (valeur moyenne de la vaine), nous prendrions pour les terrains de fondation la densité de jampés.

Nous allons fixer la cote finie de remblai de première phase à 2,30 M.P.P, soit une revanche supérieur à 50 cm ($2,30 - 1,75 = 0,55$), alors que la cote finie de la digue demeurera toujours à 3,00 M.P.P (ou I.G.N).

Exemple de calcul.

Considérons le tronçon n°3 : il est caractérisé par :

- terrain naturel moyen à 1,30 M.P.P.
- situation : entre les kilométrages 0,75 et 1,09.
- Profil Barentzen : 89 - 910 - 11 - 12 - 13 - 15.

Profondeur couche (m) Résistance de pointe R_p (bar)

0 - 2 1

2 - 7 3

> 7 suppose' incompressible.

Année de suite, tous les calculs sont faits de la façon précédente.

donc $x = 1,60 \text{ m}$.

soit x nous trouverons de même et y de la même façon
 on fait des les que $x+y = 2,30 \text{ m} - 1,30 \text{ m} = 1,0$
 et par interpolation entre $x=0,2 \text{ m}$: $x=2,18 \text{ y} = 0,1028$
 $x = 1,59 \text{ m}$.

$\overline{h = 2 \text{ m}} : \Delta h = 0,14 \text{ m}$
 $\overline{h = 4 \text{ m}} : \Delta h = 0,14 \text{ m}$

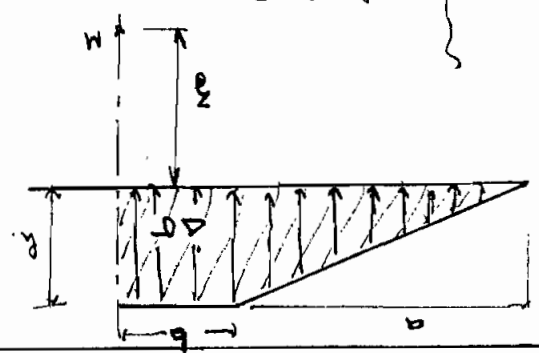
$\Delta h = \Delta h_1 + \Delta h_2 = 0,20 + 0,14 \text{ m} = 0,34 \text{ m}$.

on calcule alors les courbes :
 $\overline{h = 2 \text{ m}} : \Delta \sigma = \sigma_1 = 1 \times \sigma_2 = 2 \text{ t/m}^2$
 $\overline{h = 4 \text{ m}} : \Delta \sigma = \sigma_1 = 2 \times \sigma_2 = 4 \text{ t/m}^2$
 $\Delta \sigma = \frac{h \sigma}{R} : \Delta h_1 = \frac{2 \times 2 \times 10^{-4}}{2 \times 10^{-4}} \times 1,0 = 0,20 \text{ m}$
 $\Delta \sigma = \frac{h \sigma}{R} : \Delta h_2 = \frac{4 \times 4 \times 10^{-4}}{2 \times 10^{-4}} \times 0,90 = 0,15 \text{ m}$

pour $\sigma = 10 \text{ t/m}^2$: $a = 10 \text{ t/m}^2$ | $b = 0$
 pour $\sigma = 20 \text{ t/m}^2$: $a = 20 \text{ t/m}^2$ | $b = 5,0$
 pour $\sigma = 40 \text{ t/m}^2$: $a = 40 \text{ t/m}^2$ | $b = 10,0$

Calcul 2 : I_2
 $\sigma = 3,20 \text{ t/m}^2$ | $\frac{a}{b} = 4,21$ | $I_2 = 0,148 \times 2 = 0,296$
 $\sigma = 4,15 \text{ t/m}^2$ | $\frac{a}{b} = 0,16$ | $I_2 = 0,148 \times 2 = 0,296$
 $\sigma = 4,15 \text{ t/m}^2$ | $\frac{a}{b} = 0,16$ | $I_2 = 0,148 \times 2 = 0,296$
 $\sigma = 3,20 \text{ t/m}^2$ | $\frac{a}{b} = 4,21$ | $I_2 = 0,148 \times 2 = 0,296$

Calcul 1 : I_1
 $\sigma = 0,15 \text{ t/m}^2$ | $\frac{a}{b} = 5,0$ | $I_1 = 2 \times 0,15 = 0,30$
 $\sigma = 1 \text{ t/m}^2$ | $\frac{a}{b} = 2,17$ | $I_1 = 2 \times 0,15 = 0,30$
 $\sigma = 2,15 \text{ t/m}^2$ | $\frac{a}{b} = 5,0$ | $I_1 = 2 \times 0,15 = 0,30$
 $\sigma = 0,15 \text{ t/m}^2$ | $\frac{a}{b} = 5,0$ | $I_1 = 2 \times 0,15 = 0,30$



pour une hauteur $h = 1 \text{ m}$ de hauteur :

$a = 2,15$ et $b = 1,15$

De la même façon, on calcule les tassements pour les autres tronçons et par conséquent, le remblai de première phase nécessaire pour avoir une cote finie de ligne de 2,30 M.P.P. (première étape).

- Tronçon N°1.

Le terrain naturel est déjà à 2,55 M.P.P et il est consolidé, donc les remblais seront réalisés en 2^{ème} phase.

- Tronçon N°2.

Les résultats calculés comme dans l'exemple précédent se résument sous le tableau suivant:

hauteur de remblai (m)	σ t/m ²	I_1	I_2	I_3	Δh_1 (m)	Δh_2 (m)	Δh_3 (m)	Δh_{total} (m)
1	2,0	1	0,96	-	0,20	0,10	-	0,30
2	4,0	1	0,98	-	0,40	0,20	-	0,6
4	8,0	1	1	-	0,80	0,40	-	1,20

Donc pour obtenir une cote finie de 2,30 M.P.P, le terrain naturel étant à 1,30 M.P.P, la hauteur de remblai devra être de 1,40m

- Tronçon N°3.

là aussi, les mêmes calculs se répètent, et on trouve les résultats suivants:

Hauteur de remblai (m)	σ (t/m ²)	I_1	I_2	I_3	Δh_1 (m)	Δh_2 (m)	Δh_3 (m)	Δh total (m)
1	2,0	1	0,90	-	0,20	0,15	-	0,35
2	4,0	1	0,92	-	0,40	0,31	-	0,71
4	8,0	1	0,96	-	0,80	0,64	-	1,44

Pour obtenir une cote finie de 2,30 M.P.P., le terrain naturel étant à 1,30 M.P.P., on mettra en place 1,60 m de remblai.

- Grouzon 4.

Hauteur de remblai (m)	σ (t/m ²)	I_1	I_2	I_3	Δh_1 (m)	Δh_2 (m)	Δh_3 (m)	Δh total (m)
1	2,0	1	0,94	-	0,30	0,07	-	0,37
2	4,0	1	0,95	-	0,60	0,14	-	0,74
4	8,0	1	0,96	-	1,20	0,29	-	1,49

Là, la hauteur de remblai devra être de 1,85 m, avec terrain naturel à 1,30 M.P.P. et une cote finie de remblai de 2,30 M.P.P.

- Grouzon 5

La hauteur de remblai nécessaire sera de 2,40 m compte tenu des très forts tassements.

Hauteur de remblai (m)	σ (t/m^2)	I_1	I_2	I_3	Δh_1 (m)	Δh_2 (m)	Δh_3 (m)	Δh total (m)
1	2,0	1	0,93	0,84	0,30	0,19	0,08	0,57
2	4,0	1	0,94	0,87	0,60	0,38	0,17	1,15
4	8,0	1	0,97	0,92	1,20	0,78	0,37	2,35

- Bronçon 6

Hauteur de remblai (m)	σ (t/m^2)	I_1	I_2	I_3	Δh_1 (m)	Δh_2 (m)	Δh_3 (m)	Δh total (m)
1	2,0	1	0,97	-	0,10	0,11	-	0,21
2	4,0	1	0,98	-	0,20	0,23	-	0,43
4	8,0	1	0,99	-	0,40	0,46	-	0,86

Puisque le terrain naturel se trouve à 1,60 M.P.P, la hauteur de remblai à mettre en place dans cette première phase est 0,90m

- Bronçon 7

Le terrain est en moyenne à 2,30 M.P.P (pas en-dessous de 2,20) donc nous pouvons attendre de remblayer en deuxième année.

II - 2. Remblai de deuxième phase.

Lors de deuxième mise en charge, le module acoustique

E' se sera amplifié. En effet, au premier chargement, pour un mètre et demi (1,5m) de remblai, la contrainte moyenne (vers 2m de profondeur) est:

$$\sigma_1 = \sigma_0 + \Delta\sigma = 0,06 \times 2 + 1,5 \times 0,2 = 0,4 \text{ bar}$$

au deuxième chargement, pour un mètre de remblai:

$$\sigma_2 = \sigma_1 + \Delta\sigma = 0,4 + 1 \times 0,2 = 0,6 \text{ bar}$$

D'où le module élastométrique de deuxième chargement:

$$E'_2 = \frac{0,6}{0,4} E'_1 = 1,5 E'_1$$

Donc dans l'expression de ~~la pression~~ ^{tassement} de consolidation primaire: $\Delta h_i = I \frac{h_i}{E'}$ ou prendra le E' corrigé

Ainsi, les caractéristiques des terrains de fondations sont devenues:

Tronçon	Couche 1		Couche 2		Couche 3		Couche 4	
	Epaisseur	E	Epaisseur	E	Epaisseur	E	Epaisseur	E
1	-	-	-	-	-	-	-	-
2	1,40	-	1,73	3	2,37	7,5	-	-
3	1,60	-	1,66	3	3,74	9	-	-
4	1,85	-	2,31	3	1,84	6	-	-
5	2,40	-	2,26	1,5	1,53	3	1,80	6
6	0,90	-	0,90	3	3,40	9	-	-
7	1	-	3,50	9	-	-	-	-

Il faut noter que les couches de remblais apportées sont considérées comme incompressibles.

- Tassements primaires :

- Grouzon 1 :

Au cours des diguettes déjà existantes, le terrain est consolidé et le faible accroissement de contraintes dû au remblai (moins de 45 cm de remblai) crée des tassements négligeables.

- Grouzon 2 :

des mêmes calculs sont effectués que pour le remblai de première phase. On trouve :

Hauteur de remblai (m)	$\sigma (t/m^2)$	I_1	I_2	I_3	$\Delta h_1 (m)$	$\Delta h_2 (m)$	$\Delta h_3 (m)$	$\Delta h \text{ total (m)}$
0,5	1,0	0,80	0,54	-	0,04	0,02	-	0,06
1	2,0	0,93	0,70	-	0,10	0,06	-	0,16
2	4,0	0,98	0,85	-	0,22	0,15	-	0,37

La hauteur de remblai nécessaire est de 0,85 m pour avoir une cote finie de la digue de 3,00 MPP (on a supposé que le remblai lui-même ne tasse pas).

- Grouzon 3 :

des tassements prévisibles recommandent de prendre ici une hauteur de remblai de 0,85 m.
(voir page suivante).

Hauteur de remblai (m)	$\sigma (t/m^2)$	I_1	I_2	I_3	$\Delta h_1 (m)$	$\Delta h_2 (m)$	$\Delta h_3 (m)$	$\Delta h \text{ total (m)}$
1	2,0	0,94	0,71	-	0,11	0,04	-	0,15
2	4,0	0,97	0,89	-	0,22	0,11	-	0,33
0,5	1,0	0,85	0,58	-	0,05	0,02	-	0,07

- Groupe 4 :

Hauteur de remblai (m)	$\sigma (t/m^2)$	I_1	I_2	I_3	$\Delta h_1 (m)$	$\Delta h_2 (m)$	$\Delta h_3 (m)$	$\Delta h \text{ total (m)}$
0,5	1,0	0,74	0,55	-	0,06	0,02	-	0,08
1,0	2,0	0,85	0,71	-	0,13	0,04	-	0,17
2,0	4,0	0,96	0,88	-	0,30	0,11	-	0,41

2^e apport en 2^e phase sera de 0,85 m pour avoir une cote finie de 3,00 M.P.P.

- Groupe 5

Hauteur de remblai (m)	$\sigma (t/m^2)$	I_1	I_2	I_3	$\Delta h_1 (m)$	$\Delta h_2 (m)$	$\Delta h_3 (m)$	$\Delta h \text{ total (m)}$
0,5	0,1	0,79	0,52	0,42	0,12	0,03	0,01	0,16
1	0,2	0,91	0,68	0,56	0,27	0,07	0,03	0,37
2	0,4	0,97	0,87	0,77	0,58	0,18	0,09	0,85

La hauteur de remblai requise est de 1,15 m.

- Grouzon 6:

Hauteur de remblai (m)	σ (t/m ²)	I_1	I_2	I_3	Δh_1 (m)	Δh_2 (m)	Δh_3 (m)	Δh total (m)
0,5	2,0	0,94	0,69	-	0,03	0,03	-	0,06
1	2,0	0,96	0,84	-	0,06	0,06	-	0,12
2	4,0	1	0,95	-	0,12	0,14	-	0,26

Il sera rapporté 0,80 m de remblai.

- Grouzon 7:

Hauteur de remblai (m)	σ (t/m ²)	I_1	I_2	I_3	Δh_1 (m)	Δh_2 (m)	Δh_3 (m)	Δh total (m)
0,5	2,0	-	0,76	-	-	0,03	-	0,03
1,0	2,0	-	0,89	-	-	0,07	-	0,07

La hauteur de remblai à pourvoir, sachant que le Terrain naturel est à environ 2,30 m.P.P., est 0,7 m. pour un tassement prévisible de 0,043 m.

III - Les tassements secondaires de consolidation

Elles ne se manifestent qu'après la consolidation primaire qui est bien plus élevée dans le cas des vases.

Elles sont dues à la modification graduelle des forces de frottement au sein du matériau, à la déformation plastique de l'eau adsorbée et à la réorientation de la structure granulaire provoquée par les contraintes de cisaillement résultant de la consolidation primaire.

Les temps de consolidation des remblais peuvent être estimés par la relation :

$$t = T_v \frac{w H^2}{k E'} \quad (\text{voir C.P.H.S. Costet \& Sanglier})$$

k = perméabilité

Tou 1

avec

E' = module élastique

w = poids volumique de l'eau.

H = demi-épaisseur de la couche compressible.

À la lumière des paramètres des différents trousons si définis précédemment, on voit que les trousons n° 6 et 5 présentent les caractéristiques extrêmes (géotechniques) :

Trouson 5 $k = 10^{-8}$ cm/s $E' = 2$ bars $H = 3,6$ m

Trouson 6 $k = 10^{-8}$ cm/s $E' = 3$ bars $H = 3,25$ m

Pour obtenir une consolidation des terrains de ces deux trousons à 90% = U ($T_v = 0,85$), les temps seront :

Trouson 5 : 162 ans

Trouson 6 : 45 ans.

Ces valeurs de t très élevées sont dues à l'épaisseur des couches compressibles, et à la perméabilité verticale k faible.

Le tassement de consolidation secondaire est donné par :

$$\Delta h = 2,3 h \frac{1}{C_s} \log t \log \frac{\Delta \sigma' + \Delta \sigma'_0}{\Delta \sigma'_0}$$

avec t en jours

c_s le coefficient de Koppejan déterminé à partir des essais ILACO, à savoir $C_s = 100$.

Au bout de 10 ans, c'est à dire $t = 10 \times 365 = 3650$ jours le tassement secondaire pourra être estimé comme suit:

- Trougon 5: épaisseur de la couche compressible: 7 mètres
apport total de remblai: $2,40 + 1,15 = 3,55$ m.

$$\Delta h = 2,3 \times 7,0 \times 0,01 \log 3650 \times \log \left[\frac{0,06 \times 7}{2} + \frac{3,15 \times 0,115}{0,21} + 0,21 \right] = 0,34 \text{ m}$$

- Trougon 6: épaisseur couche compressible: 4,5 m.
apport total de remblais: 1,7 m.

$$\Delta h = 0,23 \text{ m.}$$

Conséquences: pour tenir compte du tassement de consolidation secondaire, on entreprendra de recharger la digue tous les 10 ans de 25 cm de remblai environ.

IV Résumé

Dans cette partie jusqu'à la, après un bref aperçu de ce que sont les tassements, nous avons d'abord parlé des tassements instantanés ou immédiatement après la mise en charge. Compte tenu de la faible perméabilité des vases, nous avons vu sur la base des essais effectués par ILACO, que ces tassements étaient négligeables comparés aux tassements globaux (moins de 10%)

Pour avons alors abordé le calcul des tassements de consolidation primaire qui sont prépondérants dans ce type de fondation. Les calculs faits à cet effet sont assez pessimistes car, avec les hypothèses faites à ce propos, ils vont dans le sens de la sécurité et maximisent les tassements réellement prévisibles. Compte tenu du profil de la vallée et pour prendre en compte les diquettes déjà existantes et du niveau maximal que les eaux sont susceptibles d'atteindre, nous nous sommes fixés comme cote de la digue lors de la première phase des constructions, à 2,30 m.P.P (avec une revanche ≥ 50 cm). Pour différentes hauteurs de remblai, nous avons estimé les tassements afin de trouver la hauteur de remblai à pourvoir pour arriver à cette cote (2,30 m.P.P). Avec la consolidation primaire, le module oedométrique s'est amélioré et l'épaisseur des couches de fondation a diminué et avec ces nouveaux paramètres nous avons calculé de la même façon la consolidation primaire à l'issue de la deuxième mise en charge afin d'arriver à une cote finale de 3,00 m.P.P de la digue. Les tassements de consolidation primaire, compte tenu de la faible perméabilité (10^{-10} m/s) vont tarder à prendre fin et pour estimer les tassements secondaires qui surviennent après les précédents, nous avons pris un délai de 10 ans, date à laquelle, les tassements les plus critiques à prévoir sont de l'ordre 30 cm. Nous avons alors envisagé de recharger la digue tous les dix ans avec 25 cm de remblai.

Dispositions constructives.

des précautions à prendre lors de la construction sont les suivantes :

- Coupe de la végétation ;
- mise en place d'un géotextile anticontaminant ;
le géotextile a un rôle stabilisateur vis-à-vis des déformations
- mise en place de la première couche de remblai trouvée précédemment.
- Contrôle de la consolidation en vue de faire un rapprochement entre les prévisions et la réalité, et prendre au besoin, les dispositions qui s'imposent.
- Ferméture de la rivière ou boudon.

On a noté que le refus au Barentzen dans le boudon (lit) est compris entre 5 et 8 mètres. Dans les vases, les résistances en pointe sont inférieures à 0,5 bar. Mais l'élément le plus important est l'absence totale d'enrochements, les éléments les plus gravels étant des passées latéritiques de faible étendue.

Dans ce cas, nous avons préféré la solution qui consiste à réaliser un barrage avec noyau en sacs de sable, semblable au projet ILACO. Ces sacs seront en géotextiles soudés, remplis à 90% (environ) seulement pour permettre un arrangement optimum. Ce noyau est ensuite recouvert avec des remblais argilo-sableux en pente douce ($2,5/1$) et le talus amont est protégé par des sacs de sables posés à même le talus, alors que le talus aval sera drainé.

CONCLUSION

En dépit des rigueurs climatiques de ces dernières décennies, l'étude hydroclimatologique du bassin du Kamobeul, qui le classe toujours dans la zone subtropicale, a montré que la région recèle encore des potentialités agricoles ~~de~~ énormes incontestables. Les hauteurs de pluies sont encore suffisantes et la distribution des pluies au sein de la saison répond bien aux exigences des variétés de cultures des paysans. Mais depuis un certain temps, une partie du bassin se trouve envahie en saison sèche par les eaux salées des marées à cause du faible gradient hydraulique. L'évaporation progressive de ces eaux augmente leur salinité et les sols sont détruits pour acidification. Le projet d'aménagement de la vallée que nous avons étudié, trouve toute sa justification en ce sens, car, non seulement il préserve les propriétés fertilisantes des sols déjà envahies (les tannes), mais empêche les eaux salées de gagner dans le futur, les périmètres supérieurs (terres hautes). Ce projet qui fait suite à de vaines tentatives des populations locales, a posé d'énormes problèmes techniques liés, d'une part à la nature des sols de diverses obont les propriétés sont très mauvaises, la rareté d'un matériau de remblai acceptable, et d'une autre la conjoncture économique qui limite toute initiative d'une grande envergure.

L'étude succincte consacrée aux matériaux de remblais montre

que les difficultés d'approvisionnement sont déterminantes. Les matériaux de remblai de bonne qualité sont rares et distants de plusieurs kilomètres. Cette remarque nous a conduit à préconiser une technique basée sur une section de terrassement minimale (fruit de talus minimal $2,1/1$).

Nous avons choisi, entre autres, de construire la digue à deux années d'intervalle afin de permettre à la fondation de gagner une certaine cohésion apte à supporter les remblais calculés. L'étude géotechnique a, en effet, révélé des paramètres mécaniques très médiocres pour le sol d'origine.

Sous les facteurs de sécurité que nous avons calculés, c'est à dire par rapport au poinçonnement ou à la rupture circulaire, nous avons tenu compte des conditions les plus défavorables, compte tenu de certains comportements imprévisibles des vases.

A cet effet, l'ouvrage devra être suivi par des mesures au tassomètre et/ou autres et des observations visuelles pour détecter toute anomalie pouvant mener à la ruine.

Notre dimensionnement est tel que tel n'est pas une fin en soi. D'autres alternatives pourraient être envisagées, peut être même plus en accord avec les conditions de fondations. Mais de nos jours, la mécanique des sols est une science qui pose encore des problèmes qui ne se sont pas près d'être résolus. Elle est essentiellement basée sur les expériences, les essais, qui ne répondent qu'à des conditions bien spécifiques. Les modifications, les métamorphoses dans la structure des sols font appel à des temps qui dépassent de loin l'échelle de plusieurs générations humaines. C'est donc

avec un certain scepticism, une certaine méfiance que nous devons utiliser les formules, pour la plupart empiriques (Terzaghi, Boussinesq, etc.) dans l'estimation des possibilités d'aménagement qu'offrent notre sol. A travers le facteur de sécurité que nous associons à notre dimensionnement, nous nous efforçons de réduire certes, les risques d'accidents au minimum, mais nous n'excluons pas qu'une surprise puisse survenir à tout moment.

Nous n'avons pas parlé de l'évacuateur de crue ou des canaux de décharge compte tenu du temps disponible pour ce projet; cela pourrait sans doute faire l'objet d'un autre projet de fin d'études à cause de la complexité du programme de fonctionnement prévu pour l'ouvrage.

BIBLIOGRAPHIE

- Sous les volumes concernant le projet d'aménagement de la vallée de Nyami (Kamobent).
- Technique des barrages en aménagement rural (Ministère de l'Agriculture - Direction de l'aménagement) Elaboré par le groupe de travail permanent pour les barrages en aménagement rural.
- Cours Pratiques de Mécanique des Sols de J. Costet et A. Faugeres
- Seepage, Drainage, and Flow Nets de Harry R. Coorssen.
- Physical and Geotechnical properties of soils.
- Cours de mécanique des sols 4^e année (Notes de Cours de Mr. Hwaïla Bueye.

ANNEXE 1 :

manuel d'utilisation du

logiciel

STABEPT

VI - GUIDE DE L'USAGER

VI.1 - DESCRIPTION SOMMAIRE DU LOGICIEL

Le logiciel permet le calcul du coefficient de sécurité par la méthode de Bishop simplifiée et par celle de Fellénius .

Ce sont des méthodes de calcul par tranches , appliquées à des surfaces circulaires de glissement .

Les effets sismiques sont pris en compte par l'introduction de forces horizontales .

On peut traiter jusqu'à onze couches de natures différentes , prendre en compte des géométries complexes (jusqu'à seize sections verticales) ainsi que la présence de fissures de tension , et l'action des pressions interstitielles d'eau . Le traitement est interactif .

VI.2 - PREPARATION DES DONNEES

VI.2.1 - AXES DE COORDONNEES .

L'axe des X doit être orienté de telle sorte que la descente le long de la pente étudiée se fasse suivant des X croissants . L'axe des Y doit être orienté selon le système d'axe universel (positivement vers le haut) .

(voir figure N°3)

VI.2.2 - DEFINITION DES CERCLES DE GLISSEMENT

Les cercles de glissement peuvent être soit définis un à un par l'utilisateur , soit déterminés par un processus de recherche automatique du cercle critique .

a) Définition par l'utilisateur (figure N°4)

Les cercles doivent former un faisceau passant par un point fixe (normalement le pied du talus) ou bien une série de cercles tangents à des horizontales .

Dans le premier cas , l'utilisateur fixe les coordonnées du point fixe (x_{fix} , y_{fix}) , et dans le second cas, les ordonnées TANG des NHORIZ différentes horizontales que les cercles, doivent tangenter et dans tous les cas les coordonnées des centres successifs .

b) Recherche automatique du cercle critique

Ici aussi les cercles sont astreints soit à passer tous par un point commun soit à être tous tangents à une horizontale : le cercle "critique" recherché sera le cercle du faisceau ainsi défini , qui présentera le coefficient de sécurité le plus faible . (voir figure N°5)

L'utilisateur devra fournir les coordonnées du cercle initial (central) à analyser , ainsi qu'un pas d'espace DC servant à définir la distance entre cercles .

Le début de la recherche se fait en parcourant les cercles dont les centres sont à la distance $2 \times DC$ du cercle initial , et dans l'ordre Est , Sud , Ouest , Nord :
(voir figure N°5.a)

Si les coefficients de sécurité ne sont pas inférieurs à (95 % à 100%) du coefficient de sécurité au point central D , la recherche continue autour de ce point et dans le même ordre mais avec une distance moitié (DC) , et suivant le même ordre . (voir figure N°5.b).

Si aucun des coefficients de sécurité n'est inférieur à (95 % à 100%) du coefficient central , la recherche se poursuit avec un rayon $\sqrt{2} \cdot DC$. (voir figure N°5.c)

Si on n'a toujours pas trouvé de coefficient de sécurité inférieur , c'est le centre initial qui définit le cercle critique .

Dans chaque section verticale on indique les ordonnées des interfaces entre chaque couche , la limite supérieure de la première couche étant la cote du sol .

VI.2.4 - CARACTERISTIQUES DU SOL .

Elles sont définies :

a) - soit par la cohésion du sol et son angle de frottement , qui sont alors supposés présenter des valeurs uniformes au sein de chaque couche . Les valeurs C et ϕ peuvent être données soit en valeur totale soit en valeur effective (à partir d'essais drainés ou non drainés) , permettant ainsi des analyses à long terme ou à court terme .

b) - soit par la loi de variation de la résistance au cisaillement non drainés (su) avec la profondeur , le nombre de point définissant cette loi est limité à 12 . Cette courbe peut être discontinue (alternance de sables et d'argiles) . En général ces lois peuvent être obtenues à partir d'essais *in situ* (pénétration , scissomètre) les analyses correspondantes se faisant en général à court terme .

b - Par un régime de pression hydrostatique : dans ce cas il suffit de fixer la surface libre de la nappe.

c - Par les pressions d'écoulement , que l'on peut introduire à l'aide de lignes isopièzes (limitées à 12) . Ces lignes isopièzes peuvent être définies à partir de réseaux d'écoulements classiques .

VI.2.7 - COEFFICIENTS SISMIQUES

Il est possible d'introduire dans le programme des coefficients de force horizontaux simulant l'effet des séismes dans une analyse pseudostatique .

Les forces horizontales peuvent être appliquées soit à la base des tranches soit à leur centre de gravité .

Deux coefficients sismiques S_1 et S_2 sont définis dans les données , mais en fait S_2 est simplement un indicateur qui permet de choisir le point d'application d'une force horizontale .

VI.3.2 - LISTE DES DONNEES

A - Identification du problème

nprob Variable caractère de dimension 80 pour les informations permettant d'identifier le calcul

info Variable caractère de dimension 80 pour les informations sur le nom de l'utilisateur , la date et l'heure de traitement

B - Données générales (1ème groupe)

syst Variable caractère de dimension 2 qui définit le système avec lequel les calculs seront menés

defcerc Variable entière de dimension 1 qui définit le mode de recherche du cercle critique

- defcerc = 0 : recherche automatique

- defcerc = 1 : recherche normale

nhoriz Variable entière égale au nombre de tangentes horizontales ; si nhoriz = 0 les cercles passent par un point fixe .

nhoriz \leq 4

nptcu nombre de points utilisés pour définir la
 variation de la cohésion non drainée avec la
 profondeur ;
 entrer nptcu = 0 si cette option n'est pas
 utilisée ;
 variable entière .

s1,s2 variables réelles qui représentent des
 coefficients sismiques ;
 s1 est la valeur du coefficient sismique
 s2 est un indicateur du point d'application

 si s2 = s1 l'effort correspondant est appliquée
 au centre de gravité de la tranche

 si s2=0 l'effort correspondant est appliquée
 et s1#0 à la base de la tranche

nby nombre de centres suivant l'axe des Y de la
 grille

pasx espacement horizontal entre deux centres de
 cercles successifs

pasy espacement vertical entre deux centres de
 cercles successifs

D - Seconde condition sur le cercle (3ème groupe)

Option : nhoriz = 0

xpfix abscisse du point par où passent les cercles

ypfix ordonnée du point par où passent les cercles

Option : nhoriz > 0

tang (1) ordonnée de la première horizontale
 à laquelle les cercles sont tangents

.

.

tang(nhoriz) ordonnée de la dernière horizontale
 à laquelle les cercles sont tangents

REM 1 : - lorsque dans une section , la n^{ème}couche est absente , on lui donne une épaisseur nulle avec $y(n) = y(n+1)$

REM 2 : - les nsect séries de cartes correspondant aux différentes sections doivent impérativement être classées suivant l'ordre des abscisses croissantes

F - Propriétés du sol (5ème groupe)

nstrat-1 séries de cartes

j numéro de la couche (correspondant au numéro d'ordre de la limite supérieure dans le tableau $y(1,nstrat)$)

cu(j) cohésion du sol de la couche d'ordre j
Si $cu(j) = -1$,on utilise pour cette couche la variation de la cohésion non drainée avec la profondeur

frict(j) angle de frottement interne en degrés
Si $cu(j) = -1$: prendre $frict(j) = 0$

wtotal(j) poids spécifique total du sol (saturé , humide)

Descr (j) Variable Caractère de dimension 12 définissant la nature du sol .

b) Dans le cas où ligne > 1 ,définir les valeurs de la pression sur chacune de ces lignes comme suit :

vapw(1) valeur de la pression sur la première ligne

vapw(ligne) valeur de la pression sur la dernière ligne

H - Variation de la cohésion non drainé avec la profondeur

Option nptcu = 0 : aucune carte à préparer

Option nptcu > 0 :

elv(1) première ordonnée à laquelle est spécifiée la cohésion non drainée.

vac(1) Valeur correspondante de la cohésion non drainée

.

.

.

elv(nptcu) dernière profondeur à laquelle est spécifiée la cohésion non drainée

vac(nptcu) valeur correspondante de la cohésion non drainée

VI.5 - EXECUTION DU PROGRAMME

Pour actionner le programme , suivre la procédure suivante :

- Insérer la disquette DOS (FORTRAN1) dans l'unité de lecture "A" et la disquette contenant le logiciel dans l'unité de lecture "B" puis mettez l'ordinateur sous tension.

- Des messages vous demandent d'entrer la date puis l'heure de ce moment . Après la réponse à ces messages , il apparaît à l'Ecran : "A>" ; entrer "B:" pour avoir "B>" à l'écran .

- Taper : "STABEPT" puis appuyer sur <Enter> , message suivant apparaît à l'écran :

ENTRER LE NOM DU FICHER DES DONNEES ?

- Entrer le nom de votre fichier des données ; le message suivant apparaît à l'écran ?

ENTRER LE NOM DU FICHER DES SORTIES ?

-Entrer le nom que vous voulez donner à votre fichier des sorties.

ANNEXE 2

fichier des sorties pour la mise
en place de 2m de remblai
en première phase

Ecole Polytechnique de Thiès - Calcul des stabilités de pentes

METHODE DE BISHOP SIMPLIFIEE
--- stabept -- ibm-pc --- version 1 -- juin 1986 ---

* RESULTATS *

CAS ETUDIE :

STABEPT projet Kamobeul: Stabilité du talus après la construction :2m remblai
S.S. Barry ***EPT***

Tous les cercles tangents aux profondeurs : 1.0 2.0 3.0
APRES 91 CERCLES CALCULES SUIVANT UNE GRILLE ON TROUVE :

(NOTE : Poursuite en recherche automatique après avoir trouvé
le cercle minimum sur les limites de la grille)

F.S. MINIMUM (Bishop) = 1.354
----- *****
CERCLE TANGENT A LA PROFONDEUR : 2.0 m
Rayon = 7.5 m ; X , Y = (7.0 9.5)

F.S. MINIMUM (Ordin.) = 1.363
----- *****
CERCLE TANGENT A LA PROFONDEUR : 1.0 m
Rayon. = 8.5 m ; X , Y = (7.5 9.5)

FACTEURS DE SECURITES CLASSES EN ORDRE CROISSANT
=====

FSC	XCENTRE	YCENTRE	RAYON	N°CERC	M*TANG
1.354	7.00	9.50	7.50	16	2
1.363	7.50	9.50	8.50	17	1
1.381	8.50	10.00	9.00	14	1
1.392	8.00	11.00	9.00	3	2
1.397	7.50	10.00	8.00	12	2
1.406	7.00	9.00	8.00	21	1
1.410	7.50	10.50	8.50	7	2
1.416	8.00	9.50	8.50	18	1
1.421	8.00	9.00	8.00	23	1
1.428	8.00	10.50	9.50	8	1

RESULTATS POUR LA TANGENTE N° : 3

F.S. MINIMUM (Bishop) = 1.505

----- *****
Rayon = 9.0 m ; X , Y = (7.0 12.0)

F.S. MINIMUM (Ordin.) = 1.561

----- *****
Rayon = 9.0 m ; X , Y = (7.0 12.0)

Ecole Polytechnique de Thiès - Calcul des stabilités de pentes

 METHODE DE BISHOP SIMPLIFIEE
 --- stabept -- ibm-pc --- version 1 -- juin 1986 ---

STABEPT projet Kamobeul: Stabilité du talus après la construction :2m remblai
 S.S. Barry ***EPT***

NCERC	NTANG	PROF(TG) (m)	RAYON (m)	(X)CENTRE (m)	(Y)CENTRE (m)	FS(BISHOP)	FS(ORD.)
1	3	3.0	8.0	7.0	11.0	1.642	1.800
2	3	3.0	8.0	7.5	11.0	2.247	2.545
3	3	3.0	8.0	8.0	11.0	2.980	3.415
4	3	3.0	8.0	8.5	11.0	3.182	3.611
5	3	3.0	8.0	9.0	11.0	3.463	3.883
6	3	3.0	7.5	7.0	10.5	1.912	2.173
7	3	3.0	7.5	7.5	10.5	2.685	3.132
8	3	3.0	7.5	8.0	10.5	2.969	3.449
9	3	3.0	7.5	8.5	10.5	3.197	3.670
10	3	3.0	7.5	9.0	10.5	3.518	3.979
11	3	3.0	7.0	7.0	10.0	2.307	2.724
12	3	3.0	7.0	7.5	10.0	2.786	3.330
13	3	3.0	7.0	8.0	10.0	2.965	3.504
14	3	3.0	7.0	8.5	10.0	3.224	3.755
15	3	3.0	7.0	9.0	10.0	3.598	4.116
16	3	3.0	6.5	7.0	9.5	2.630	3.256
17	3	3.0	6.5	7.5	9.5	2.762	3.386
18	3	3.0	6.5	8.0	9.5	2.966	3.586
19	3	3.0	6.5	8.5	9.5	3.269	3.881
20	3	3.0	6.5	9.0	9.5	3.717	4.315
21	3	3.0	6.0	7.0	9.0	2.578	3.321
22	3	3.0	6.0	7.5	9.0	2.730	3.473
23	3	3.0	6.0	8.0	9.0	2.969	3.711
24	3	3.0	6.0	8.5	9.0	3.333	4.068
25	3	3.0	6.0	9.0	9.0	3.884	4.610

Centre du cercle minimum sur les limites de la grille

Continuation en recherche automatique

(Centre de départ = 7.0 11.0 Pas = .50 Ecart = 0 %)

26	3	3.0	8.0	8.0	11.0	2.980	3.415
27	3	3.0	8.0	6.0	11.0	1.746	1.812
28	3	3.0	9.0	7.0	12.0	1.505	1.561
29	3	3.0	9.0	8.0	12.0	2.306	2.550
30	3	3.0	9.0	6.0	12.0	2.067	2.121
31	3	3.0	10.0	7.0	13.0	1.729	1.778
32	3	3.0	9.0	8.0	12.0	2.306	2.550
33	3	3.0	9.0	7.0	12.0	1.505	1.561
34	3	3.0	9.0	7.0	12.0	1.505	1.561
35	3	3.0	10.0	7.0	13.0	1.729	1.778
36	3	3.0	9.0	7.0	12.0	1.505	1.561
37	3	3.0	9.0	7.0	12.0	1.505	1.561
38	3	3.0	9.0	7.0	12.0	1.505	1.561
39	3	3.0	9.0	7.0	12.0	1.505	1.561

RESULTATS POUR LA TANGENTE N° : 2

F.S. MINIMUM (Bishop) = 1.354

----- *****
Rayon = 7.5 m ; X , Y = (7.0 9.5)

F.S. MINIMUM (Ordin.) = 1.450

----- *****
Rayon = 7.5 m ; X , Y = (7.0 9.5)

Ecole Polytechnique de Thiès - Calcul des stabilités de pentes

 METHODE DE BISHOP SIMPLIFIEE
 --- stabept -- ibm-pc --- version 1 -- juin 1986 ---

STABEPT projet Kamobeul: Stabilité du talus après la construction :2m remblai
 S.S. Barry ***EPT***

NCERC	NTANG	PROF(T6) (m)	RAYON (m)	(X)CENTRE (m)	(Y)CENTRE (m)	FS(BISHOP)	FS(ORD.)
1	2	2.0	9.0	7.0	11.0	1.729	1.796
2	2	2.0	9.0	7.5	11.0	1.517	1.586
3	2	2.0	9.0	8.0	11.0	1.392	1.465
4	2	2.0	9.0	8.5	11.0	1.909	2.173
5	2	2.0	9.0	9.0	11.0	2.652	3.118
6	2	2.0	8.5	7.0	10.5	1.593	1.668
7	2	2.0	8.5	7.5	10.5	1.410	1.485
8	2	2.0	8.5	8.0	10.5	1.634	1.839
9	2	2.0	8.5	8.5	10.5	2.301	2.738
10	2	2.0	8.5	9.0	10.5	2.662	3.174
11	2	2.0	8.0	7.0	10.0	1.468	1.552
12	2	2.0	8.0	7.5	10.0	1.397	1.520
13	2	2.0	8.0	8.0	10.0	1.983	2.376
14	2	2.0	8.0	8.5	10.0	2.484	3.058
15	2	2.0	8.0	9.0	10.0	2.678	3.251
16	2	2.0	7.5	7.0	9.5	1.354	1.450
17	2	2.0	7.5	7.5	9.5	1.713	2.048
18	2	2.0	7.5	8.0	9.5	2.318	2.972
19	2	2.0	7.5	8.5	9.5	2.479	3.134
20	2	2.0	7.5	9.0	9.5	2.702	3.357
21	2	2.0	7.0	7.0	9.0	1.488	1.742
22	2	2.0	7.0	7.5	9.0	2.159	2.918
23	2	2.0	7.0	8.0	9.0	2.286	3.050
24	2	2.0	7.0	8.5	9.0	2.470	3.241
25	2	2.0	7.0	9.0	9.0	2.729	3.504

Centre du cercle minimum sur les limites de la grille

Continuation en recherche automatique

(Centre de départ = 7.0 9.5 Pas = .50 Ecart = 0 %)

26	2	2.0	7.5	8.0	9.5	2.318	2.972
27	2	2.0	8.0	6.0	10.0	1.707	1.707

Ecole Polytechnique de Thiès - Calcul des stabilités de pentes

 METHODE DE BISHOP SIMPLIFIEE
 --- stabept -- ibm-pc --- version 1 -- juin 1986 ---

STABEPT projet Kamobeul: Stabilité du talus après la construction :2m remblai
 S.S. Barry ***EPT***

NCERC	NTANG	PROF(TG)	RAYON	(X)CENTRE	(Y)CENTRE	FS(BISHOP)	FS(ORD.)
		(m)	(m)	(m)	(m)		
1	1	1.0	10.0	7.0	11.0	2.025	2.025
2	1	1.0	10.0	7.5	11.0	1.723	1.723
3	1	1.0	10.0	8.0	11.0	1.530	1.530
4	1	1.0	10.0	8.5	11.0	1.591	1.663
5	1	1.0	10.0	9.0	11.0	1.461	1.531
6	1	1.0	9.5	7.0	10.5	1.841	1.841
7	1	1.0	9.5	7.5	10.5	1.589	1.589
8	1	1.0	9.5	8.0	10.5	1.428	1.428
9	1	1.0	9.5	8.5	10.5	1.485	1.564
10	1	1.0	9.5	9.0	10.5	1.522	1.667
11	1	1.0	9.0	7.0	10.0	1.678	1.678
12	1	1.0	9.0	7.5	10.0	1.468	1.468
13	1	1.0	9.0	8.0	10.0	1.524	1.611
14	1	1.0	9.0	8.5	10.0	1.381	1.462
15	1	1.0	9.0	9.0	10.0	1.846	2.202
16	1	1.0	8.5	7.0	9.5	1.532	1.532
17	1	1.0	8.5	7.5	9.5	1.363	1.363
18	1	1.0	8.5	8.0	9.5	1.416	1.515
19	1	1.0	8.5	8.5	9.5	1.615	1.898
20	1	1.0	8.5	9.0	9.5	2.194	2.853
21	1	1.0	8.0	7.0	9.0	1.406	1.406
22	1	1.0	8.0	7.5	9.0	1.457	1.568
23	1	1.0	8.0	8.0	9.0	1.421	1.613
24	1	1.0	8.0	8.5	9.0	2.035	2.786
25	1	1.0	8.0	9.0	9.0	2.182	2.944

Centre du cercle mini. a l'intérieur de la grille

RESULTATS POUR LA TANGENTE N° : 1

 F.S. MINIMUM (Bishop) = 1.363

----- *****
 Rayon = 8.5 m ; X , Y = (7.5 9.5)

F.S. MINIMUM (Ordin.) = 1.363

----- *****
 Rayon = 8.5 m ; X , Y = (7.5 9.5)

Le 20 MAI 1987 à 20 H. 46 -- kamob02.out PAGE 1

*

Fichier des données : kamob02.dat Fichier des sorties : kamob02.out

Le 20 MAI 1987 à 20 H. 42 -- kamob02.out PAGE 1

Ecole Polytechnique de Thiès - Calcul des stabilités de pentes

 METHODE DE BISHOP SIMPLIFIEE
 --- stabept -- ibm-pc --- version 1 -- juin 1986 ---

STABEPT projet Kamobeul: Stabilité du talus après la construction :2m remblai
S.S. Barry ***EPT***

CONTROLE DES DONNEES

Nombre de tangentes limites 3
 Nombre de sections verticales 7
 Nombre de frontières entre sols 3
 Nombres de lignes équipressions 0
 Nombre de points définissant la cohésion 0

Coefficients sismiques s1= .000
 s2= .000

**** SYSTEME METRIQUE **** tonne - mètre

Cercles définies suivant une grille
 Centre de départ (x,y) = 7.0 11.0
 5 centres espacés de .5 m en X
 5 centres espacés de .5 m en Y

TOUS LES CERCLES TANGENTS AUX PROFONDEURS, 1.0, 2.0, 3.0,

GEOMETRIE

sections	.5	2.0	3.5	5.0	6.5	8.5	15.0
fissuration	8.0	8.0	8.0	7.4	6.8	6.0	6.0
eau-fissure	8.0	8.0	8.0	7.4	6.8	6.0	6.0
frontière 1	8.0	8.0	8.0	7.4	6.8	6.0	6.0
frontière 2	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0
frontière 3	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0

PROPRIETES DES SOLS

COUCHE	COHESION t/m ²	FROTTEMENT DEG.	DENSITE t/m ³	DESCRIPT*
1	10.0	30.0	2.0	Argile sableuse
2	.8	.0	.6	Vase

ANNEXE 3

fichier sorties pour la mise en
place de 3m de remblai en
première phase

Ecole Polytechnique de Thiès - Calcul des stabilités de pentes

METHODE DE BISHOP SIMPLIFIEE
--- stabept -- ibm-pc --- version 1 -- juin 1986 ---

* R E S U L T A T S *

CAS ETUDIE :

STABEPT projet Kamobeul: Stabilité du talus après la construction
S.S. Barry ***EPT***

Tous les cercles tangents aux profondeurs : .0 1.0 2.0
APRES 95 CERCLES CALCULES SUIVANT UNE GRILLE ON TROUVE :

(NOTE : Poursuite en recherche automatique après avoir trouvé
le cercle minimum sur les limites de la grille)

F.S. MINIMUM (Bishop) = .953
----- *****
CERCLE TANGENT A LA PROFONDEUR : 1.0 m
Rayon = 9.0 m ; X , Y = (9.0 10.0)

F.S. MINIMUM (Ordin.) = .967
----- *****
CERCLE TANGENT A LA PROFONDEUR : .0 m
Rayon = 11.0 m ; X , Y = (9.5 11.0)

FACTEURS DE SECURITES CLASSES EN ORDRE CROISSANT

(POUR LES 10 CERCLES LES PLUS CRITIQUES)

FSC	XCENTRE	YCENTRE	RAYON	N°CERC	N°TANG
.953	9.00	10.00	9.00	16	2
.955	9.50	9.00	9.00	29	1
.963	10.00	10.00	10.00	18	1
.963	9.50	9.50	9.50	23	1
.966	8.50	9.50	8.50	21	2
.967	9.50	11.00	11.00	5	1
.971	8.50	9.50	9.50	21	1
.975	9.50	11.00	10.00	5	2
.990	8.50	9.00	8.00	27	2
.993	8.50	11.00	9.00	3	3

RESULTATS POUR LA TANGENTE N° : 3

F.S. MINIMUM (Bishop) = .993

----- *****
Rayon = 9.0 m ; X , Y = (8.5 11.0)

F.S. MINIMUM (Ordin.) = 1.115

----- *****
Rayon = 10.0 m ; X , Y = (9.0 12.0)

Ecole Polytechnique de Thiès - Calcul des stabilités de pentes

 METHODE DE BISHOP SIMPLIFIEE
 --- stabept -- ibm-pc --- version 1 -- juin 1986 ---

STABEPT projet Kamobeul: Stabilité du talus après la construction
 S.S. Barry ***EPT***

NCERC	NTANG	PROF(TG) (m)	RAYON (m)	(X)CENTRE (m)	(Y)CENTRE (m)	FS(BISHOP)	FS(ORD.)
1	3	2.0	9.0	7.5	11.0	1.296	1.414
2	3	2.0	9.0	8.0	11.0	1.127	1.258
3	3	2.0	9.0	8.5	11.0	.993	1.132
4	3	2.0	9.0	9.0	11.0	1.252	1.539
5	3	2.0	9.0	9.5	11.0	1.594	2.044
6	3	2.0	9.0	10.0	11.0	1.887	2.473
7	3	2.0	8.5	7.5	10.5	1.193	1.324
8	3	2.0	8.5	8.0	10.5	1.011	1.144
9	3	2.0	8.5	8.5	10.5	1.125	1.374
10	3	2.0	8.5	9.0	10.5	1.437	1.870
11	3	2.0	8.5	9.5	10.5	1.772	2.428
12	3	2.0	8.5	10.0	10.5	1.863	2.520
13	3	2.0	8.0	7.5	10.0	1.096	1.243
14	3	2.0	8.0	8.0	10.0	1.018	1.215
15	3	2.0	8.0	8.5	10.0	1.303	1.715
16	3	2.0	8.0	9.0	10.0	1.660	2.404
17	3	2.0	8.0	9.5	10.0	1.731	2.478
18	3	2.0	8.0	10.0	10.0	1.833	2.582
19	3	2.0	7.5	7.5	9.5	1.015	1.191
20	3	2.0	7.5	8.0	9.5	1.193	1.575
21	3	2.0	7.5	8.5	9.5	1.545	2.400
22	3	2.0	7.5	9.0	9.5	1.594	2.453
23	3	2.0	7.5	9.5	9.5	1.672	2.538
24	3	2.0	7.5	10.0	9.5	1.785	2.658
25	3	2.0	7.0	7.5	9.0	1.109	1.451
26	3	2.0	7.0	8.0	9.0	1.417	2.363
27	3	2.0	7.0	8.5	9.0	1.442	2.392
28	3	2.0	7.0	9.0	9.0	1.494	2.454
29	3	2.0	7.0	9.5	9.0	1.577	2.549
30	3	2.0	7.0	10.0	9.0	1.700	2.689

Centre du cercle minimum sur les limites de la grille

Continuation en recherche automatique

(Centre de départ = 8.5 11.0 Pas = .50 Ecart = 0 %)

31	3	2.0	9.0	9.5	11.0	1.594	2.044
32	3	2.0	10.0	9.0	12.0	1.002	1.115
33	3	2.0	10.0	9.0	12.0	1.002	1.115

RESULTATS POUR LA TANGENTE N° : 2

F.S. MINIMUM (Bishop) = .953

----- *****

Rayon = 9.0 m ; X , Y = (9.0 10.0)

F.S. MINIMUM (Ordin.) = 1.076

----- *****

Rayon = 10.0 m ; X , Y = (8.0 11.0)

Ecole Polytechnique de Thiès - Calcul des stabilités de pentes

 METHODE DE BISHOP SIMPLIFIEE
 --- stabept -- ibm-pc --- version 1 -- juin 1986 ---

STABEPT projet Kamobeul: Stabilité du talus après la construction
 S.S. Barry ***EPT***

NCERC	NTANG	PROF(TB) (m)	RAYON (m)	(X)CENTRE (m)	(Y)CENTRE (m)	FS(BISHOP)	FS(ORD.)
1	2	1.0	10.0	7.5	11.0	1.257	1.257
2	2	1.0	10.0	8.0	11.0	1.076	1.076
3	2	1.0	10.0	8.5	11.0	1.248	1.369
4	2	1.0	10.0	9.0	11.0	1.116	1.249
5	2	1.0	10.0	9.5	11.0	.975	1.099
6	2	1.0	10.0	10.0	11.0	1.123	1.373
7	2	1.0	9.5	7.5	10.5	1.163	1.163
8	2	1.0	9.5	8.0	10.5	1.316	1.436
9	2	1.0	9.5	8.5	10.5	1.155	1.289
10	2	1.0	9.5	9.0	10.5	1.038	1.186
11	2	1.0	9.5	9.5	10.5	1.015	1.217
12	2	1.0	9.5	10.0	10.5	1.286	1.698
13	2	1.0	9.0	7.5	10.0	1.419	1.537
14	2	1.0	9.0	8.0	10.0	1.209	1.342
15	2	1.0	9.0	8.5	10.0	1.067	1.218
16	2	1.0	9.0	9.0	10.0	.953	1.115
17	2	1.0	9.0	9.5	10.0	1.168	1.549
18	2	1.0	9.0	10.0	10.0	1.480	2.222
19	2	1.0	8.5	7.5	9.5	1.292	1.425
20	2	1.0	8.5	8.0	9.5	1.108	1.259
21	2	1.0	8.5	8.5	9.5	.966	1.128
22	2	1.0	8.5	9.0	9.5	1.069	1.409
23	2	1.0	8.5	9.5	9.5	1.366	2.193
24	2	1.0	8.5	10.0	9.5	1.432	2.269
25	2	1.0	8.0	7.5	9.0	1.174	1.325
26	2	1.0	8.0	8.0	9.0	1.014	1.190
27	2	1.0	8.0	8.5	9.0	.990	1.279
28	2	1.0	8.0	9.0	9.0	1.243	2.123
29	2	1.0	8.0	9.5	9.0	1.291	2.183
30	2	1.0	8.0	10.0	9.0	1.360	2.269

Centre du cercle mini. a l'intérieur de la grille

RESULTATS POUR LA TANGENTE N° : 1

F.S. MINIMUM (Bishop) = .955

----- *****

Rayon = 9.0 m ; X , Y = (9.5 9.0)

F.S. MINIMUM (Ordin.) = .967

----- *****

Rayon = 11.0 m ; X , Y = (9.5 11.0)

Ecole Polytechnique de Thiès - Calcul des stabilités de pentes

METHODE DE BISHOP SIMPLIFIEE
 --- stabept -- ibm-pc --- version 1 -- juin 1986 ---

STABEPT projet Kamobeul: Stabilité du talus après la construction
 S.S. Barry ***EPT***

NCERC	NTANG	PROF(TG) (m)	RAYON (m)	(X)CENTRE (m)	(Y)CENTRE (m)	FS(BISHOP)	FS(ORD.)
1	1	.0	11.0	7.5	11.0	1.737	1.737
2	1	.0	11.0	8.0	11.0	1.406	1.406
3	1	.0	11.0	8.5	11.0	1.200	1.200
4	1	.0	11.0	9.0	11.0	1.062	1.062
5	1	.0	11.0	9.5	11.0	.967	.967
6	1	.0	11.0	10.0	11.0	1.134	1.269
7	1	.0	10.5	7.5	10.5	1.579	1.579
8	1	.0	10.5	8.0	10.5	1.295	1.295
9	1	.0	10.5	8.5	10.5	1.116	1.116
10	1	.0	10.5	9.0	10.5	.997	.997
11	1	.0	10.5	9.5	10.5	1.162	1.299
12	1	.0	10.5	10.0	10.5	1.059	1.210
13	1	.0	10.0	7.5	10.0	1.437	1.437
14	1	.0	10.0	8.0	10.0	1.194	1.194
15	1	.0	10.0	8.5	10.0	1.040	1.040
16	1	.0	10.0	9.0	10.0	1.192	1.329
17	1	.0	10.0	9.5	10.0	1.080	1.235
18	1	.0	10.0	10.0	10.0	.963	1.116
19	1	.0	9.5	7.5	9.5	1.309	1.309
20	1	.0	9.5	8.0	9.5	1.102	1.102
21	1	.0	9.5	8.5	9.5	.971	.971
22	1	.0	9.5	9.0	9.5	1.100	1.255
23	1	.0	9.5	9.5	9.5	.963	1.115
24	1	.0	9.5	10.0	9.5	1.027	1.329
25	1	.0	9.0	7.5	9.0	1.195	1.195
26	1	.0	9.0	8.0	9.0	1.020	1.020
27	1	.0	9.0	8.5	9.0	1.132	1.288
28	1	.0	9.0	9.0	9.0	1.014	1.194
29	1	.0	9.0	9.5	9.0	.955	1.201
30	1	.0	9.0	10.0	9.0	1.179	2.002

Centre du cercle minimum sur les limites de la grille

Continuation en recherche automatique

(Centre de départ = 9.5 9.0 Pas = .50 Ecart = 0 %)

31	1	.0	9.0	10.5	9.0	1.237	2.078
----	---	----	-----	------	-----	-------	-------

PROPRIETES DES SOLS

COUCHE	COHESION t/m2	FROTTEMENT DEG.	DENSITE t/m3	DESCRIPT*
1	10.0	30.0	2.0	Argile sableuse
2	.8	.0	.6	Vase

Le 20 MAI 1987 à 20 H. 21 -- kamob01a.out PAGE 1

Fichier des données : kamob01.dat Fichier des sorties : kamob01a.out

Le 20 MAI 1987 à 20 H. 14 -- kamob01a.out PAGE 1

Ecole Polytechnique de Thiès - Calcul des stabilités de pentes

 METHODE DE BISHOP SIMPLIFIEE
 --- stabept -- ibm-pc --- version 1 -- juin 1986 ---

STABEPT projet Kamobeul: Stabilité du talus après la construction 3 m de remblai
 S.S. Barry ***EPT***

CONTROLE DES DONNEES

Nombre de tangentes limites 3
 Nombre de sections verticales 7
 Nombre de frontières entre sols 3
 Nombres de lignes équipressions 0
 Nombre de points définissant la cohésion 0

Coefficients sismiques s1= .000
 s2= .000

**** SYSTEME METRIQUE **** tonne - mètre

Cercles définies suivant une grille

Centre de départ (x,y) = 7.5 11.0
 6 centres espacés de .5 m en X
 5 centres espacés de .5 m en Y

TOUS LES CERCLES TANGENTS AUX PROFONDEURS, .0, 1.0, 2.0,

GEOMETRIE

sections	1.0	2.5	4.0	6.0	8.5	11.5	25.0
fissuration	9.0	9.0	9.0	8.2	7.2	6.0	6.0
eau-fissure	9.0	9.0	9.0	8.2	7.2	6.0	6.0
frontière 1	9.0	9.0	9.0	8.2	7.2	6.0	6.0
frontière 2	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0
frontière 3	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0

ANNEXE 4

fichier sorties : stabilité immé-
d^atement après la deuxième mise
en charge

Le 20 MAI 1987 à 18 H. 36 -- kamob03c.out PAGE 1

Fichier des données : kamob03.dat Fichier des sorties : kamob03c.out

Le 20 MAI 1987 à 18 H. 28 -- kamob03c.out PAGE 1

Ecole Polytechnique de Thiès - Calcul des stabilités de pentes

 METHODE DE BISHOP SIMPLIFIEE
 --- stabept -- ibm-pc --- version 1 -- juin 1986 ---

STABEPT projet Kamobeul: Stabilité du talus aval juste après la 2ième tranche
 S.S. Barry ***EPT***

CONTROLE DES DONNEES

Nombre de tangentes limites	3
Nombre de sections verticales	6
Nombre de frontières entre sols	3
Nombre de lignes équipressions	0
Nombre de points définissant la cohésion	0

Coefficients sismiques s1= .000
 s2= .000

*** SYSTEME METRIQUE *** tonne - mètre

Cercles définies suivant une grille

Centre de départ (x,y) = 7.5 10.5
 8 centres espacés de .5 m en X
 5 centres espacés de .3 m en Y

TOUS LES CERCLES TANGENTS AUX PROFONDEURS, .0, 1.0, 2.0,

GEOMETRIE

sections	1.0	2.5	4.0	6.0	8.5	11.5
fissuration	9.0	9.0	9.0	8.2	7.2	6.0
eau-fissure	9.0	9.0	9.0	8.2	7.2	6.0
frontière 1	9.0	9.0	9.0	8.2	7.2	6.0
frontière 2	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0
frontière 3	.0	.0	.0	.0	.0	.0

PROPRIETES DES SOLS

COUCHE	COHESION t/m2	FROTTEMENT DEG.	DENSITE t/m3	DESCRIPT°
1	10.0	30.0	2.0	Argile sableuse
2	1.2	.0	.6	Vase

Ecole Polytechnique de Thiès - Calcul des stabilités de pentes

 METHODE DE BISHOP SIMPLIFIEE
 --- stabept -- ibm-pc --- version 1 -- juin 1986 ---

STABEPT projet Kamobeul: Stabilité du talus aval juste après la Zième tranche
 S.S. Barry ***EPT***

NDERC	NTANG	PROF(TG) (m)	RAYON (m)	(X)CENTRE (m)	(Y)CENTRE (m)	FS(BISHOP)	FS(ORD.)
1	1	.0	10.5	7.5	10.5	2.017	2.017
2	1	.0	10.5	8.0	10.5	1.942	1.942
3	1	.0	10.5	8.5	10.5	1.674	1.674
4	1	.0	10.5	9.0	10.5	1.495	1.495
5	1	.0	10.5	9.5	10.5	1.645	1.743
6	1	.0	10.5	10.0	10.5	1.519	1.632
7	1	.0	10.5	10.5	10.5	1.419	1.545
8	1	.0	10.5	11.0	10.5	1.695	2.002
9	1	.0	10.3	7.5	10.3	2.259	2.259
10	1	.0	10.3	8.0	10.3	1.865	1.865
11	1	.0	10.3	8.5	10.3	1.615	1.615
12	1	.0	10.3	9.0	10.3	1.449	1.449
13	1	.0	10.3	9.5	10.3	1.593	1.699
14	1	.0	10.3	10.0	10.3	1.422	1.525
15	1	.0	10.3	10.5	10.3	1.492	1.683
16	1	.0	10.3	11.0	10.3	1.808	2.242
17	1	.0	10.0	7.5	10.0	2.155	2.155
18	1	.0	10.0	8.0	10.0	1.791	1.791
19	1	.0	10.0	8.5	10.0	1.559	1.559
20	1	.0	10.0	9.0	10.0	1.685	1.782
21	1	.0	10.0	9.5	10.0	1.544	1.659
22	1	.0	10.0	10.0	10.0	1.406	1.528
23	1	.0	10.0	10.5	10.0	1.578	1.857
24	1	.0	10.0	11.0	10.0	1.910	2.524
25	1	.0	9.8	7.5	9.8	2.057	2.057
26	1	.0	9.8	8.0	9.8	1.720	1.720
27	1	.0	9.8	8.5	9.8	1.506	1.506
28	1	.0	9.8	9.0	9.8	1.627	1.732
29	1	.0	9.8	9.5	9.8	1.497	1.623
30	1	.0	9.8	10.0	9.8	1.396	1.545
31	1	.0	9.8	10.5	9.8	1.685	2.102
32	1	.0	9.8	11.0	9.8	1.902	2.554
33	1	.0	9.5	7.5	9.5	1.964	1.964
34	1	.0	9.5	8.0	9.5	1.653	1.653
35	1	.0	9.5	8.5	9.5	1.457	1.457
36	1	.0	9.5	9.0	9.5	1.571	1.686
37	1	.0	9.5	9.5	9.5	1.407	1.528
38	1	.0	9.5	10.0	9.5	1.479	1.724
39	1	.0	9.5	10.5	9.5	1.794	2.478
40	1	.0	9.5	11.0	9.5	1.890	2.583

Centre du cercle mini. a l'intérieur de la grille

RESULTATS POUR LA TANGENTE N° : 1

F.S. MINIMUM (Bishop) = 1.396

----- *****

Rayon = 9.8 m ; X , Y = (10.0 9.8)

F.S. MINIMUM (Ordin.) = 1.449

----- *****

Rayon = 10.3 m ; X , Y = (9.0 10.3)

Ecole Polytechnique de Thiès - Calcul des stabilités de pentes

 METHODE DE BISHOP SIMPLIFIEE
 --- stabept -- ibm-pc --- version 1 -- juin 1986 ---

STABEPT projet Kamobeul: Stabilité du talus aval juste après la 2ième tranche
 S.S. Barry ***EPT***

NCERC	NTANG	PROF(TG) (m)	RAYON (m)	(X)CENTRE (m)	(Y)CENTRE (m)	FS(BISHOP)	FS(ORD.)
1	2	1.0	9.5	7.5	10.5	1.745	1.745
2	2	1.0	9.5	8.0	10.5	1.840	1.923
3	2	1.0	9.5	8.5	10.5	1.633	1.729
4	2	1.0	9.5	9.0	10.5	1.485	1.597
5	2	1.0	9.5	9.5	10.5	1.451	1.608
6	2	1.0	9.5	10.0	10.5	1.745	2.072
7	2	1.0	9.5	10.5	10.5	2.085	2.638
8	2	1.0	9.5	11.0	10.5	2.205	2.760
9	2	1.0	9.3	7.5	10.3	1.679	1.679
10	2	1.0	9.3	8.0	10.3	1.771	1.860
11	2	1.0	9.3	8.5	10.3	1.577	1.681
12	2	1.0	9.3	9.0	10.3	1.403	1.512
13	2	1.0	9.3	9.5	10.3	1.527	1.745
14	2	1.0	9.3	10.0	10.3	1.865	2.316
15	2	1.0	9.3	10.5	10.3	2.079	2.667
16	2	1.0	9.3	11.0	10.3	2.206	2.797
17	2	1.0	9.0	7.5	10.0	1.978	2.058
18	2	1.0	9.0	8.0	10.0	1.705	1.801
19	2	1.0	9.0	8.5	10.0	1.524	1.637
20	2	1.0	9.0	9.0	10.0	1.384	1.512
21	2	1.0	9.0	9.5	10.0	1.619	1.922
22	2	1.0	9.0	10.0	10.0	1.970	2.595
23	2	1.0	9.0	10.5	10.0	2.072	2.699
24	2	1.0	9.0	11.0	10.0	2.206	2.839
25	2	1.0	8.8	7.5	9.8	1.896	1.983
26	2	1.0	8.8	8.0	9.8	1.641	1.744
27	2	1.0	8.8	8.5	9.8	1.473	1.596
28	2	1.0	8.8	9.0	9.8	1.424	1.605
29	2	1.0	8.8	9.5	9.8	1.733	2.173
30	2	1.0	8.8	10.0	9.8	1.955	2.623
31	2	1.0	8.8	10.5	9.8	2.062	2.736
32	2	1.0	8.8	11.0	9.8	2.204	2.886
33	2	1.0	8.5	7.5	9.5	1.817	1.911
34	2	1.0	8.5	8.0	9.5	1.580	1.692
35	2	1.0	8.5	8.5	9.5	1.403	1.530
36	2	1.0	8.5	9.0	9.5	1.512	1.785
37	2	1.0	8.5	9.5	9.5	1.853	2.562
38	2	1.0	8.5	10.0	9.5	1.936	2.651
39	2	1.0	8.5	10.5	9.5	2.047	2.771
40	2	1.0	8.5	11.0	9.5	2.197	2.929

Centre du cercle mini. a l'intérieur de la grille

RESULTATS POUR LA TANGENTE N° : 2

F.S. MINIMUM (Bishop) = 1.384

----- *****
Rayon = 9.0 m ; X , Y = (9.0 10.0)

F.S. MINIMUM (Ordin.) = 1.512

----- *****
Rayon = 9.3 m ; X , Y = (9.0 10.3)

Ecole Polytechnique de Thiès - Calcul des stabilités de pentes

 METHODE DE BISHOP SIMPLIFIEE
 --- stabept -- ibm-pc --- version 1 -- juin 1986 ---

STABEPT projet Kamobeul: Stabilité du talus aval juste après la 2ième tranche
 S.S. Barry ***EPT***

NCERC	NTANG	PROF(TG) (m)	RAYON (m)	(X)CENTRE (m)	(Y)CENTRE (m)	FS(BISHOP)	FS(ORD.)
1	3	2.0	8.5	7.5	10.5	1.682	1.776
2	3	2.0	8.5	8.0	10.5	1.453	1.555
3	3	2.0	8.5	8.5	10.5	1.559	1.749
4	3	2.0	8.5	9.0	10.5	1.879	2.224
5	3	2.0	8.5	9.5	10.5	2.237	2.784
6	3	2.0	8.5	10.0	10.5	2.344	2.890
7	3	2.0	8.5	10.5	10.5	2.491	3.034
8	3	2.0	8.5	11.0	10.5	2.688	3.226
9	3	2.0	8.3	7.5	10.3	1.620	1.721
10	3	2.0	8.3	8.0	10.3	1.426	1.542
11	3	2.0	8.3	8.5	10.3	1.642	1.890
12	3	2.0	8.3	9.0	10.3	2.015	2.478
13	3	2.0	8.3	9.5	10.3	2.226	2.810
14	3	2.0	8.3	10.0	10.3	2.339	2.923
15	3	2.0	8.3	10.5	10.3	2.495	3.077
16	3	2.0	8.3	11.0	10.3	2.706	3.283
17	3	2.0	8.0	7.5	10.0	1.560	1.670
18	3	2.0	8.0	8.0	10.0	1.451	1.603
19	3	2.0	8.0	8.5	10.0	1.745	2.071
20	3	2.0	8.0	9.0	10.0	2.129	2.756
21	3	2.0	8.0	9.5	10.0	2.212	2.840
22	3	2.0	8.0	10.0	10.0	2.332	2.961
23	3	2.0	8.0	10.5	10.0	2.498	3.125
24	3	2.0	8.0	11.0	10.0	2.725	3.350
25	3	2.0	7.8	7.5	9.8	1.487	1.603
26	3	2.0	7.8	8.0	9.8	1.535	1.750
27	3	2.0	7.8	8.5	9.8	1.876	2.333
28	3	2.0	7.8	9.0	9.8	2.107	2.784
29	3	2.0	7.8	9.5	9.8	2.195	2.874
30	3	2.0	7.8	10.0	9.8	2.322	3.003
31	3	2.0	7.8	10.5	9.8	2.499	3.181
32	3	2.0	7.8	11.0	9.8	2.743	3.425
33	3	2.0	7.5	7.5	9.5	1.460	1.596
34	3	2.0	7.5	8.0	9.5	1.637	1.940
35	3	2.0	7.5	8.5	9.5	2.021	2.751
36	3	2.0	7.5	9.0	9.5	2.079	2.812
37	3	2.0	7.5	9.5	9.5	2.172	2.910
38	3	2.0	7.5	10.0	9.5	2.306	3.048
39	3	2.0	7.5	10.5	9.5	2.496	3.242
40	3	2.0	7.5	11.0	9.5	2.758	3.510

Centre du cercle mini. a l'intérieur de la grille

RESULTATS POUR LA TANGENTE N° : 3

F.S. MINIMUM (Bishop) = 1.426

----- *****

Rayon = 8.3 m ; X , Y = (8.0 10.3)

F.S. MINIMUM (Ordin.) = 1.542

----- *****

Rayon = 8.3 m ; X , Y = (8.0 10.3)

Ecole Polytechnique de Thiès - Calcul des stabilités de pentes

METHODE DE BISHOP SIMPLIFIEE
--- stabept -- ibm-pc --- version 1 -- juin 1986 ---

* RESULTATS *

CAS ETUDIE :

STABEPT projet Kamobeul: Stabilité du talus aval juste après la 2ième tranche
S.S. Barry ***EPT***

Tous les cercles tangents aux profondeurs : .0 1.0 2.0
APRES 120 CERCLES CALCULES SUIVANT UNE GRILLE ON TROUVE :

(NOTE : Le cercle minimum se trouve à l'intérieur des limites de la grille)

F.S. MINIMUM (Bishop) = 1.384

----- *****

CERCLE TANGENT A LA PROFONDEUR : 1.0 m
Rayon = 9.0 m ; X , Y = (9.0 10.0)

F.S. MINIMUM (Ordin.) = 1.449

----- *****

CERCLE TANGENT A LA PROFONDEUR : .0 m
Rayon = 10.3 m ; X , Y = (9.0 10.3)

FACTEURS DE SECURITES CLASSES EN ORDRE CROISSANT

(POUR LES 10 CERCLES LES PLUS CRITIQUES)

Table with 6 columns: FSC, XCENTRE, YCENTRE, RAYON, N°CERC, N°TANG. It lists 10 rows of stability factor data for different circles.

ANNEXE 5 :

_fichier sorties : stabilité à
_plus ou moins long terme

PROPRIETES DES SOLS

COUCHE	COHESION t/m ²	FROTTEMENT DEG.	DENSITE t/m ³	DESCRIPT*
1	10.0	30.0	2.0	argile sableuse
2	10.0	30.0	2.0	argile sableuse
3	1.2	.0	1.0	vase

PRESSIONS INTERSTITIELLES

coordonnées des lignes équipressions

sections	.5	1.5	3.5	5.5	8.0	10.5	12.5	14.0	16.0
ligne 1	7.5	7.5	7.3	7.2	7.0	6.8	6.5	6.1	6.0
ligne 2	7.0	6.8	6.7	6.6	6.5	6.3	6.2	6.1	6.0
ligne 3	6.3	6.3	6.2	6.2	6.1	6.1	6.1	6.0	6.0

valeurs des pressions sur les lignes équipressions

ligne	pression
1	.0
2	.5
3	1.0

Ecole Polytechnique de Thiès - Calcul des stabilités de pentes

 METHODE DE BISHOP SIMPLIFIEE
 --- stabept -- ibm-pc --- version 1 -- juin 1986 ---

stabept kamob04:stabilité du talus aval à long terme

S.S.Barry ***EPT***

NCERC	NTANG	PROF(TG) (m)	RAYON (m)	(X)CENTRE (m)	(Y)CENTRE (m)	FS(BISHOP)	FS(ORD.)
1	1	.0	11.5	12.5	11.5	1.744	2.026
2	1	.0	11.5	13.0	11.5	1.682	1.980
3	1	.0	11.5	13.5	11.5	1.642	1.957
4	1	.0	11.5	14.0	11.5	1.621	1.953
5	1	.0	11.5	14.5	11.5	1.618	1.969
6	1	.0	11.5	15.0	11.5	1.634	2.004
7	1	.0	11.0	12.5	11.0	1.725	2.042
8	1	.0	11.0	13.0	11.0	1.664	1.999
9	1	.0	11.0	13.5	11.0	1.626	1.980
10	1	.0	11.0	14.0	11.0	1.609	1.983
11	1	.0	11.0	14.5	11.0	1.609	2.003
12	1	.0	11.0	15.0	11.0	1.629	2.045
13	1	.0	10.5	12.5	10.5	1.707	2.067
14	1	.0	10.5	13.0	10.5	1.647	2.027
15	1	.0	10.5	13.5	10.5	1.610	2.011
16	1	.0	10.5	14.0	10.5	1.595	2.019
17	1	.0	10.5	14.5	10.5	1.600	2.048
18	1	.0	10.5	15.0	10.5	1.624	2.099
19	1	.0	10.0	12.5	10.0	1.688	2.103
20	1	.0	10.0	13.0	10.0	1.628	2.067
21	1	.0	10.0	13.5	10.0	1.593	2.056
22	1	.0	10.0	14.0	10.0	1.580	2.071
23	1	.0	10.0	14.5	10.0	1.587	2.108
24	1	.0	10.0	15.0	10.0	1.615	2.168
25	1	.0	9.5	12.5	9.5	1.665	2.152
26	1	.0	9.5	13.0	9.5	1.604	2.119
27	1	.0	9.5	13.5	9.5	1.569	2.115
28	1	.0	9.5	14.0	9.5	1.557	2.136
29	1	.0	9.5	14.5	9.5	1.565	2.179
30	1	.0	9.5	15.0	9.5	1.590	2.246
31	1	.0	9.0	12.5	9.0	1.632	2.215
32	1	.0	9.0	13.0	9.0	1.568	2.184
33	1	.0	9.0	13.5	9.0	1.531	2.178
34	1	.0	9.0	14.0	9.0	1.516	2.189
35	1	.0	9.0	14.5	9.0	1.518	2.213
36	1	.0	9.0	15.0	9.0	1.533	2.230

Centre du cercle minimum sur les limites de la grille

Continuation en recherche automatique

(Centre de départ = 14.0 9.0 Pas = .50 Ecart = 0 %)

37	1	.0	9.0	15.0	9.0	1.533	2.230
----	---	----	-----	------	-----	-------	-------

RESULTATS POUR LA TANGENTE N° : 1

F.S. MINIMUM (Bishop) = 1.516

----- *****

Rayon = 9.0 m ; X , Y = (14.0 9.0)

F.S. MINIMUM (Ordin.) = 1.953

----- *****

Rayon = 11.5 m ; X , Y = (14.0 11.5)

Ecole Polytechnique de Thiès - Calcul des stabilités de pentes

 METHODE DE BISHOP SIMPLIFIEE
 --- stabept -- ibm-pc --- version 1 -- juin 1986 ---

stabept kamob04:stabilité du talus aval à long terme
 S.S.Barry ***EPT***

NCERC	NTANG	PROF(TG) (m)	RAYDN (m)	(X)CENTRE (m)	(Y)CENTRE (m)	FS(BISHOP)	FS(ORD.)
1	2	1.0	10.5	12.5	11.5	1.852	2.178
2	2	1.0	10.5	13.0	11.5	1.799	2.143
3	2	1.0	10.5	13.5	11.5	1.772	2.133
4	2	1.0	10.5	14.0	11.5	1.771	2.148
5	2	1.0	10.5	14.5	11.5	1.792	2.187
6	2	1.0	10.5	15.0	11.5	1.834	2.248
7	2	1.0	10.0	12.5	11.0	1.839	2.204
8	2	1.0	10.0	13.0	11.0	1.788	2.174
9	2	1.0	10.0	13.5	11.0	1.764	2.169
10	2	1.0	10.0	14.0	11.0	1.766	2.191
11	2	1.0	10.0	14.5	11.0	1.791	2.237
12	2	1.0	10.0	15.0	11.0	1.837	2.310
13	2	1.0	9.5	12.5	10.5	1.828	2.245
14	2	1.0	9.5	13.0	10.5	1.777	2.216
15	2	1.0	9.5	13.5	10.5	1.755	2.218
16	2	1.0	9.5	14.0	10.5	1.761	2.248
17	2	1.0	9.5	14.5	10.5	1.789	2.306
18	2	1.0	9.5	15.0	10.5	1.828	2.373
19	2	1.0	9.0	12.5	10.0	1.816	2.302
20	2	1.0	9.0	13.0	10.0	1.764	2.277
21	2	1.0	9.0	13.5	10.0	1.744	2.284
22	2	1.0	9.0	14.0	10.0	1.751	2.324
23	2	1.0	9.0	14.5	10.0	1.774	2.386
24	2	1.0	9.0	15.0	10.0	1.793	2.406
25	2	1.0	8.5	12.5	9.5	1.797	2.379
26	2	1.0	8.5	13.0	9.5	1.743	2.356
27	2	1.0	8.5	13.5	9.5	1.721	2.370
28	2	1.0	8.5	14.0	9.5	1.721	2.416
29	2	1.0	8.5	14.5	9.5	1.724	2.419
30	2	1.0	8.5	15.0	9.5	1.744	2.441
31	2	1.0	8.0	12.5	9.0	1.759	2.468
32	2	1.0	8.0	13.0	9.0	1.698	2.435
33	2	1.0	8.0	13.5	9.0	1.663	2.422
34	2	1.0	8.0	14.0	9.0	1.648	2.404
35	2	1.0	8.0	14.5	9.0	1.650	2.407
36	2	1.0	8.0	15.0	9.0	1.672	2.432

Centre du cercle minimum sur les limites de la grille
 Continuation en recherche automatique
 (Centre de départ = 14.0 9.0 Pas = .50 Ecart = 0 %)

37	2	1.0	8.0	15.0	9.0	1.672	2.432
----	---	-----	-----	------	-----	-------	-------

RESULTATS POUR LA TANGENTE N° : 2

F.S. MINIMUM (Bishop) = 1.648

----- *****

Rayon = 8.0 m ; X , Y = (14.0 9.0)

F.S. MINIMUM (Ordin.) = 2.133

----- *****

Rayon = 10.5 m ; X , Y = (13.5 11.5)

Ecole Polytechnique de Thiès - Calcul des stabilités de pentes

 METHODE DE BISHOP SIMPLIFIEE
 --- stabept -- ibm-pc --- version 1 -- juin 1986 ---

stabept kamob04:stabilité du talus aval à long terme
 S.S.Barry ***EPT***

NCERC	NTANG	PROF(TG) (m)	RAYON (m)	(X)CENTRE (m)	(Y)CENTRE (m)	FS(BISHOP)	FS(ORD.)
1	3	2.0	9.5	12.5	11.5	2.098	2.460
2	3	2.0	9.5	13.0	11.5	2.055	2.431
3	3	2.0	9.5	13.5	11.5	2.047	2.438
4	3	2.0	9.5	14.0	11.5	2.066	2.475
5	3	2.0	9.5	14.5	11.5	2.112	2.545
6	3	2.0	9.5	15.0	11.5	2.150	2.591
7	3	2.0	9.0	12.5	11.0	2.099	2.504
8	3	2.0	9.0	13.0	11.0	2.057	2.480
9	3	2.0	9.0	13.5	11.0	2.051	2.495
10	3	2.0	9.0	14.0	11.0	2.072	2.541
11	3	2.0	9.0	14.5	11.0	2.099	2.586
12	3	2.0	9.0	15.0	11.0	2.123	2.610
13	3	2.0	8.5	12.5	10.5	2.103	2.568
14	3	2.0	8.5	13.0	10.5	2.061	2.549
15	3	2.0	8.5	13.5	10.5	2.053	2.571
16	3	2.0	8.5	14.0	10.5	2.063	2.609
17	3	2.0	8.5	14.5	10.5	2.067	2.612
18	3	2.0	8.5	15.0	10.5	2.093	2.638
19	3	2.0	8.0	12.5	10.0	2.108	2.659
20	3	2.0	8.0	13.0	10.0	2.060	2.645
21	3	2.0	8.0	13.5	10.0	2.043	2.666
22	3	2.0	8.0	14.0	10.0	2.022	2.645
23	3	2.0	8.0	14.5	10.0	2.025	2.648
24	3	2.0	8.0	15.0	10.0	2.055	2.678
25	3	2.0	7.5	12.5	9.5	2.103	2.784
26	3	2.0	7.5	13.0	9.5	2.039	2.767
27	3	2.0	7.5	13.5	9.5	1.987	2.712
28	3	2.0	7.5	14.0	9.5	1.963	2.687
29	3	2.0	7.5	14.5	9.5	1.967	2.692
30	3	2.0	7.5	15.0	9.5	2.000	2.727
31	3	2.0	7.0	12.5	9.0	2.046	2.877
32	3	2.0	7.0	13.0	9.0	1.952	2.774
33	3	2.0	7.0	13.5	9.0	1.895	2.712
34	3	2.0	7.0	14.0	9.0	1.870	2.685
35	3	2.0	7.0	14.5	9.0	1.874	2.690
36	3	2.0	7.0	15.0	9.0	1.908	2.728

Centre du cercle minimum sur les limites de la grille
 Continuation en recherche automatique
 (Centre de départ = 14.0 9.0 Pas = .50 Ecart = 0 %)

37	3	2.0	7.0	15.0	9.0	1.908	2.728
----	---	-----	-----	------	-----	-------	-------

RESULTATS POUR LA TANGENTE N° : 3

F.S. MINIMUM (Bishop) = 1.870

----- *****
Rayon = 7.0 m ; X , Y = (14.0 9.0)

F.S. MINIMUM (Ordin.) = 2.431

----- *****
Rayon = 9.5 m ; X , Y = (13.0 11.5)

Ecole Polytechnique de Thiès - Calcul des stabilités de pentes

METHODE DE BISHOP SIMPLIFIEE
--- stabept -- ibm-pc --- version 1 -- juin 1986 ---

* RESULTATS *

CAS ETUDIE :

stabept kamob04:stabilité du talus aval à long terme
S.S.Barry ***EPT***

Tous les cercles tangents aux profondeurs : .0 1.0 2.0
APRES 114 CERCLES CALCULES SUIVANT UNE GRILLE ON TROUVE :

(NOTE : Poursuite en recherche automatique après avoir trouvé
le cercle minimum sur les limites de la grille)

F.S. MINIMUM (Bishop) = 1.516
----- *****

CERCLE TANGENT A LA PROFONDEUR : .0 m
Rayon = 9.0 m ; X , Y = (14.0 9.0)

F.S. MINIMUM (Ordin.) = 1.953
----- *****

CERCLE TANGENT A LA PROFONDEUR : .0 m
Rayon = 11.5 m ; X , Y = (14.0 11.5)

FACTEURS DE SECURITES CLASSES EN ORDRE CROISSANT

(POUR LES 10 CERCLES LES PLUS CRITIQUES)

FSC	XCENTRE	YCENTRE	RAYON	N°CERC	N°TANG
1.516	14.00	9.00	9.00	34	1
1.518	14.50	9.00	9.00	35	1
1.531	13.50	9.00	9.00	33	1
1.533	15.00	9.00	9.00	36	1
1.533	15.00	9.00	9.00	37	1
1.557	14.00	9.50	9.50	28	1
1.565	14.50	9.50	9.50	29	1
1.568	13.00	9.00	9.00	32	1
1.569	13.50	9.50	9.50	27	1
1.580	14.00	10.00	10.00	22	1