

REPUBLIQUE DU SENEGAL
UNIVERSITE CHEIKH ANTA DIOP



GC.0671

ECOLE POLYTECHNIQUE DE THIES
Département du Génie CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES
EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR DE CONCEPTION

TITRE: DIGUE DE PROTECTION DE LA VILLE DE SAINT LOUIS

AUTEURS : Cheikh Sidate DIOP
El Hadj Malick Gaye

DIRECTEUR : M. Massamba DIENE

CO-DIRECTEURS: M. Ismael GUEYE

: M. Amadou SARR

JUIN 95

REMERCIEMENTS

Au terme de cette étude , nous aimerions remercier Mr Massamba DIENE (directeur du projet) de sa clairvoyance et de sa rigueur dans l'encadrement.

Nous remercions également

- M. Ismael GEYE et M. Amadou SARR (co-directeurs) de leur disponibilité et de l'assistance sans faille qu'ils nous ont manifestées.
- M. Séni TAMBA (Chef de département du Génie Civil) de son appui matériel et de ses indications pour la recherche bibliographique.
- M. Ndiaye Diouf NDIAYE , chargé des relations extérieures , de l' assistance qu'il nous a manifestée.
- M. Alassane Diène de sa disponibilité
- M^{lle} Paulette Diatta et M^{me} Cissé de leur disponibilité

Nous remercions enfin tous ceux qui , de près ou de loin , ont contribué au bon déroulement du projet

SOMMAIRE

La digue de protection de Saint-Louis a pour objectifs majeurs de protéger la ville contre les inondations et de rendre la circulation plus fluide en déviant les poids lourds qui traversent actuellement la ville . L' étude s' est faite suivant le schéma classique de conception et dimensionnement des ouvrages de ce genre .

L'étude hydrologique a permis de comprendre et d' expliquer le phénomène de l' inondation dont il faut se protéger . Elle a aussi permis de déterminer la crue de projet .

Mais l' interprétation des études hydrologiques a nécessité une étude topographique , qui a en outre a permis de choisir, les tracés :

- en plan
- longitudinaux
- transversaux

mais aussi de mieux appréhender les conséquences de la construction de la digue sur l' écoulement. L' étude géotechnique quant à elle a permis de connaître les sols de fondation et leur propriétés mécaniques , mais aussi d' avoir une bonne connaissance du matériau de remblai.

Cela a conduit à un dimensionnement de l' ouvrage et à une estimation financière. les visites de chantiers effectuées sur Saint- louis où une digue provisoire est entrain d' être construite nous ont sensibilisés sur les problèmes de réalisation et des recommandations sont faites à ce sujet.

TABLE DES MATIERES

	PAGES
PAGE TITRE	I
REMERCIEMENTS	II
SOMMAIRE	III
TABLE DES MATIERES	IV
ANNEXES	VII
LISTE DES TABLEAUX	VIII
LISTE DES FIGURES	IX
LISTE DES PLANS	X
CHAP I INTRODUCTION	1
CHAP II HYDROLOGIE	3
2-1 présentation de l' hydrologie dans le bassin versant	3
2-1-1 caractéristiques générales	3
2-1-2 répartition des débits	4
2-1-3 propagation des débits	8
2- 2-2 réseau hydrométrique	8
2-2-1 bassin supérieur	8
2-2-2 vallée	9
2-2-3 exploitation des barrages	10
2-3-1 objectifs	10
2-3-2 prévision et annonces des débits	11

	V
2-3-2-1 objectifs	11
2-3-2-2 fonctionnement	12
2-4 hydrologie à Saint-Louis	12
2-4-1 généralité	12
2-4-2 climat	13
2-4-3 géologie-nappe phréatique	14
2-4-4 Le fleuve à Saint-Louis	14
2-4-5 L' inondation de Saint-Louis	16
2-5 détermination côte de projet	17
CHAP III TOPOGRAPHIE	
3-1 tracé en plan	19
3-1-1 choix du devers	20
3-1-2 raccordement	21
3-1-3 carrefours	22
3-2 profils	24
3-2-1 profil en long du terrain naturel et de la digue	24
3-2-2 profils transversaux	24
CHAP IV ÉTUDES GÉOTECHNIQUES	28
4-1 phase terrain	28
4-2 phase laboratoire	29
4-2-1 classification des sols	29

	VI
4-2-1-1 teneur en matières organiques	29
4-2-1-2 résultats d'identification	30
4-2-2 détermination des propriétés mécaniques	31
4-2-2-1 caractéristique de compressibilité	31
4-2-2-2 résistance au cisaillement	33
4-3 études de carrières	34
CHAP V DIMMENSIONNEMENT	37
5-1 choix du type de barrage	37
5-1-1 généralité	37
5-1-2 différents types de barrage en terre	37
5-1-3 profil type du barrage	39
5-1-3-1 digue simple de médina	39
5-1-3-1-1 hauteur de la digue	39
5-1-3-1-2 largeur en crête	43
5-1-3-1-3 pente des talus	43
5-1-3-2 digue route	43
5-1-4 protection des talus	46
5-1-4-1 protection amont	46
5-1-4-2 protection aval et crête	54
5-2 infiltration dans le massif et la fondation	54
5-2-1 drain	54
5-2-2 modélisation du réseau d'écoulement	57

	VII
5-2-3 calcul du débit de fuite	59
5-3 tassement	64
5-4 calcul de stabilité	64
5-5 estimation financière	74
5-5-1 estimation des quantités de matériaux	74
5-5-2 devis estimatif et quantitatif	78
CHAP VI CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS	79
BIBLIOGRAPHE	80 bis

ANNEXES

I tableaux récapitulatifs des résultats des essais géotechniques	80
II côtes moyennes journalières à SOUKOUTALI	93
III côtes moyennes journalières à DIAMA	97
IV débits moyens mensuels et annuels à BAKEL	104
V débits moyens journaliers à SOUKOUTALI	108
VI exploitation de l' avant projet de la RÉGION NORD-PAS DE GALAIS	110
VII profil en plan de la digue	FIN
VIII profil en travers du terrain naturel et de la digue	FIN

LISTE DES TABLEAUX

N° TABLEAU	LIBELLE	PAGES
2-1	rapport entre les débits des divers affluents et ceux du fleuve principal à BAKEL	4
2-2	temps de propagation des débits dans la vallée	5
3-1	coefficient de frottement	21
4-1	compressibilité des tronçons	32
4-3	essai proctor sur le banco	36
5-1	revanche en fonction des vitesses	42
5-2	pentés des talus pour divers types de barrage	44
5-3	valeur de c pour différents poids spécifiques	47
5-4	épaisseur minimale de la couche d' enrochement	48
5-5	essai de dureté (LOS ANGELES et DEVAL) sur le silex	49
5-6	fuseaux du banco et du filtre	51
5-7 et 5-8	débit de fuite pour différents niveaux d' eau	61
5-9	gradient hydraulique dans le barrage	62
5-10	localisation des tronçons de parafouille	63
5-11 à 5- 14	tassements et facteurs de sécurité	73
5-15	devis estimatif et quantitatif	78

LISTE DES FIGURES

N° FIGURE	LIBELLE	PAGES
2-1	stations hydrométriques	5
2-2	schéma des stations de jaugeage	6
2-3	précipitation et écoulement	7
3-1	carrefour de KHOR	23
3-2	carrefour de SOR	24
3-3 à 3-6	profils en travers	25; 26; 27
5-1 et 5-2	profils en travers	45;46
5-3	fuseau du banco et du filtre	53
5-4	drain vertical	55
5-5	drain tapis	56
5-6	tracé de la ligne phréatique	58
5-7	débit de fuite à travers la fondation	63
5-8	rupture par poinçonnement	67
5-9	cercle de rupture	70

LISTE DES PLANS

N° PLAN	LIBELLE	PAGES
1	tracé en plan de la digue route	fin
2	tracé en plan de la digue simple	fin
3	profil en long de la digue route et du terrain naturel	fin
4	profil en long de la digue simple et du terrain naturel	fin

INTRODUCTION

La nécessité de satisfaire un besoin en eau pour l'irrigation , d'une part , et la production d'énergie hydroélectrique d'autre part ont motivé la construction des barrages de DIAMA et de MANANTALI. L'exploitation de ces ouvrages a modifié l'hydrologie tout le long du fleuve SÉNÉGAL. Ainsi les crues sont devenues , très importantes et les menaces d'inondations réelles pour toute la ville de SAINT-LOUIS , qui est située sur la partie Nord-Ouest du SÉNÉGAL. C'est là où le fleuve SÉNÉGAL vient se jeter à l'océan Atlantique qui limite la ville à l'ouest.

L'année dernière (1994) , la forte pluviométrie aidant , une partie de la ville a été inondée. L'inondation est venue principalement du marigot de KHOR alimenté par le fleuve SÉNÉGAL par l'intermédiaire des marigots de KANTEY et de MARMEAL.

Cette inondation est venue convaincre les plus sceptiques , si besoin en était encore , sur la nécessité et l'urgence de protéger cette ville aux traditions légendaires , qui va devoir sa survie et son développement à la maîtrise de l'eau dans ses aspects multidimensionnels. C'est dans ce cadre que s'inscrit ce projet de conception et dimensionnement d'une digue de protection pour la ville de SAINT-LOUIS. Le projet n' est pas nouveau , car, dans le cadre du jumelage entre la ville de Lille , en FRANCE , et la ville de Saint-Louis du SÉNÉGAL , un avant projet a avait été fait par le CONSEIL de la RÉGION NORD-PAS DE GALAIS , et des études géotechniques ont été faites par le CEREEQ .

L'ouvrage aura une triple fonction :

- Protéger les habitations
- Gagner du terrain sur le lit du marigot de KHOR

-Dévier les poids lourds venant de DAKAR se dirigeant vers la vallée du fleuve et qui traversent actuellement la ville de SAINT-LOUIS-SOR. Donc ce sera une digue route (coté Djolofène) pour décongestionner le trafic routier sur l'avenue Charles De Gaulle et une digue simple du coté de Médina

Avant de procéder au dimensionnement de l'ouvrage , une étude hydrologique assez approfondie sur tout le bassin du fleuve Sénégal sera menée; elle sera suivie d'une étude topographique et géotechnique afin de pouvoir disposer de toutes les informations nécessaires au dimensionnement.

CHAP II ÉTUDES HYDROLOGIQUES

La compréhension des inondations de Saint-Louis nécessite une étude de l'hydrologie dans tout le bassin versant du fleuve Sénégal et de l'exploitation des barrages du DIAMA et de MANANTALI.

2-1. Présentation de l'Hydrologie dans le Bassin Versant du Fleuve Sénégal

L'hydrologie du bassin est très bien connue . En effet avec la construction des deux barrages de l'OMVS a effectué beaucoup d'études. Les résultats des études ont été présentés dans des séries de rapports. Nous nous basons sur ces rapports, notamment le volume 2B : Prévisions et annonce des débits, pour présenter l'hydrologie dans le bassin versant.

2-1.1 CARACTÉRISTIQUES GÉNÉRALES

Le fleuve Sénégal est le plus grand fleuve de l'Afrique Nord occidentale, son bassin versant est de 300.000 km² environ, sa longueur est de 1800 km. Il prend sa source dans les montagnes du FoutaDjallon et a son embouchure à Saint-Louis du Sénégal, où il se jette sur l'océan Atlantique.

Comme on le voit sur la figure 1, les trois affluents principaux du Sénégal ; le Falémé, le Bafing et le Bakoye prennent tous leur source dans ou à proximité du Fouta Djallon en Moyenne Guinée, s'écoulent vers le nord avant de se rejoindre pour former le cours principal du fleuve Sénégal en Amont immédiat de Bakel. D'autres affluents de moindre importance prennent leur source dans les régions plus sèches à l'Est et au Nord et la plupart se jettent dans le Sénégal en amont de Bakel.

Le régime des précipitations, lié au mouvement annuel du front intertropical (FIT), donne à tous les cours d'eau un régime de débit naturel comportant une saison des crues, hivernage, relativement courte, caractérisée par un rythme relativement lent de montée et de décrue des débits et par des pointes de courte durée, suivie d'une longue saison sèche dénommée contre-saison.

Le rapport entre les précipitations moyenne annuelles et le ruissellement moyen sur le bassin est résumé à figure 3.

Les caractéristiques précipitations/ruissellement varient largement sur le bassin et, particulièrement dans les zones plus sèches, elles varient considérablement d'une année à l'autre.

2-1.2 RÉPARTITION DES DÉBITS

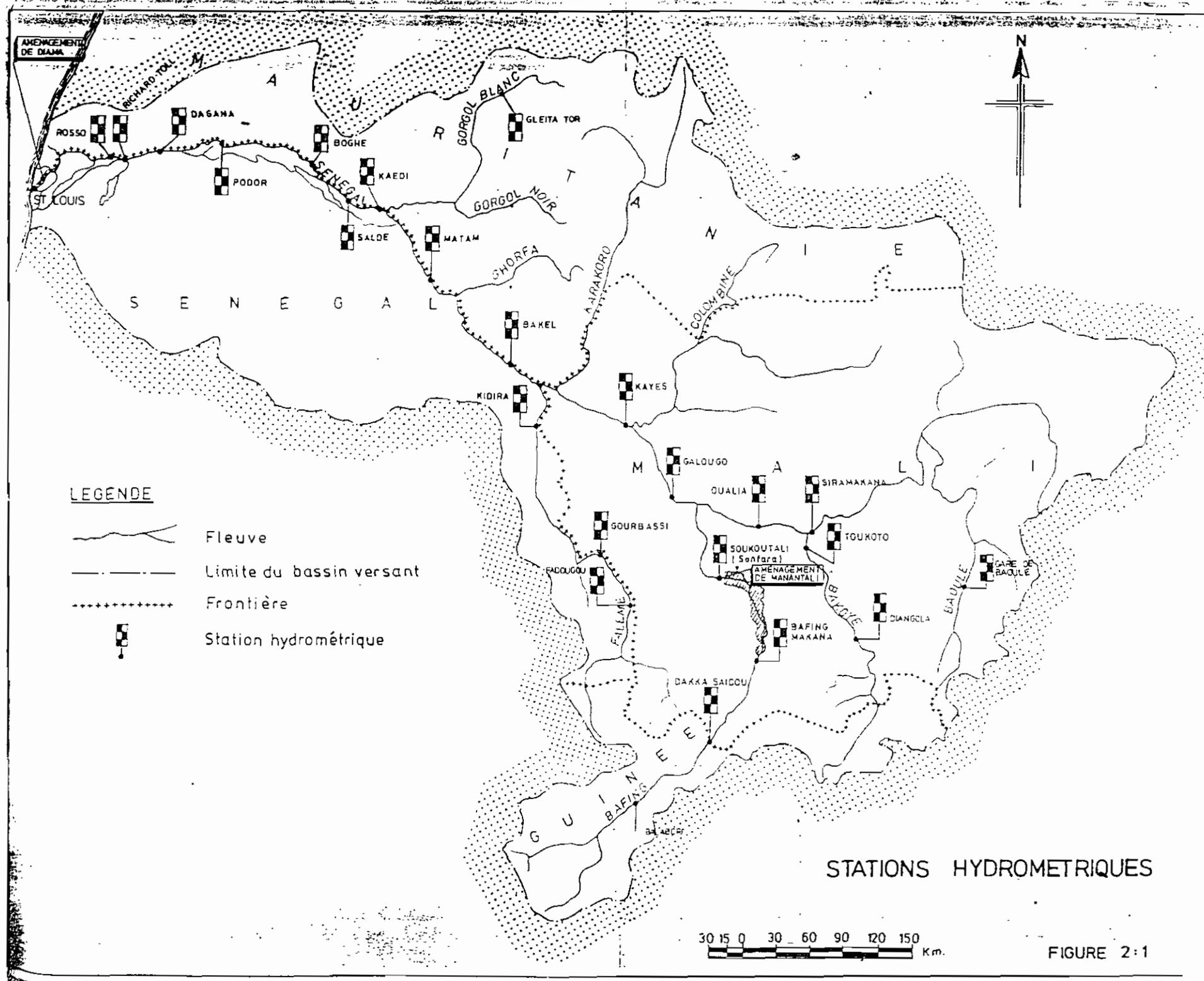
La répartition des débits entre les divers affluents est d'une importance primordiale dans le système de prévisions des débits. le tableau suivant indique le rapport entre les débits des divers affluents et ceux du fleuve principal à Bakel pour la période 1952-84.

TABLEAU1

STATION	COURS D'EAU	% du débit annuel à Bakel		
		Max	Min	Moy en
Soukoutali	Bafing	77	35	48
Kidira	Falémé	30	11	23
Gourbassi	Falémé	23	10	19
Toukoto	Bakoye	14	4	10
Siramakana	Baoulé	8	1	6
* Oualia	Bakoye/Baoulé	27	11	20
Galougou	Baking/Bakoye/Baoulé	83	63	74

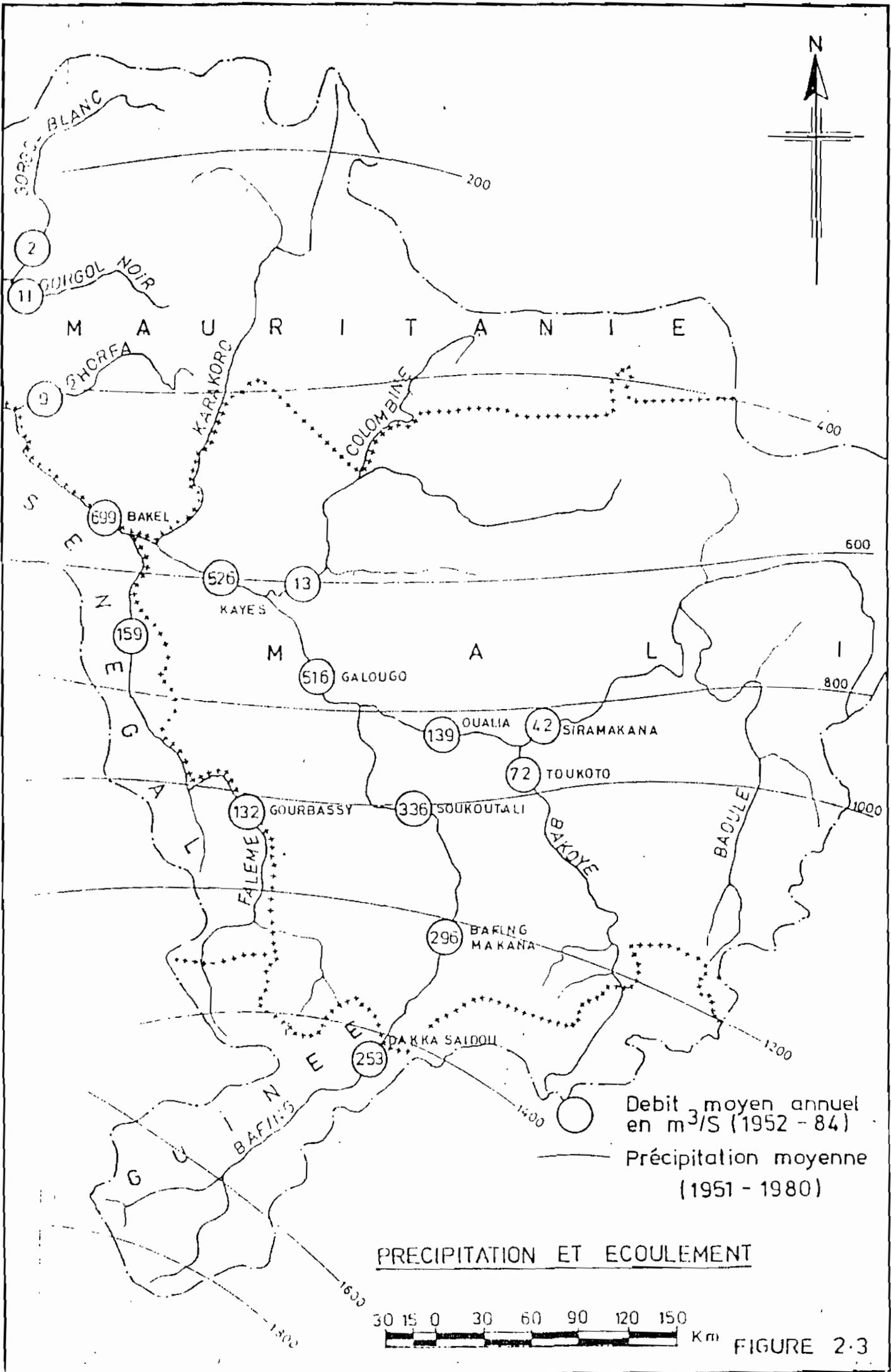
* Exception faite de 1983 dont les chiffres semblent erronés

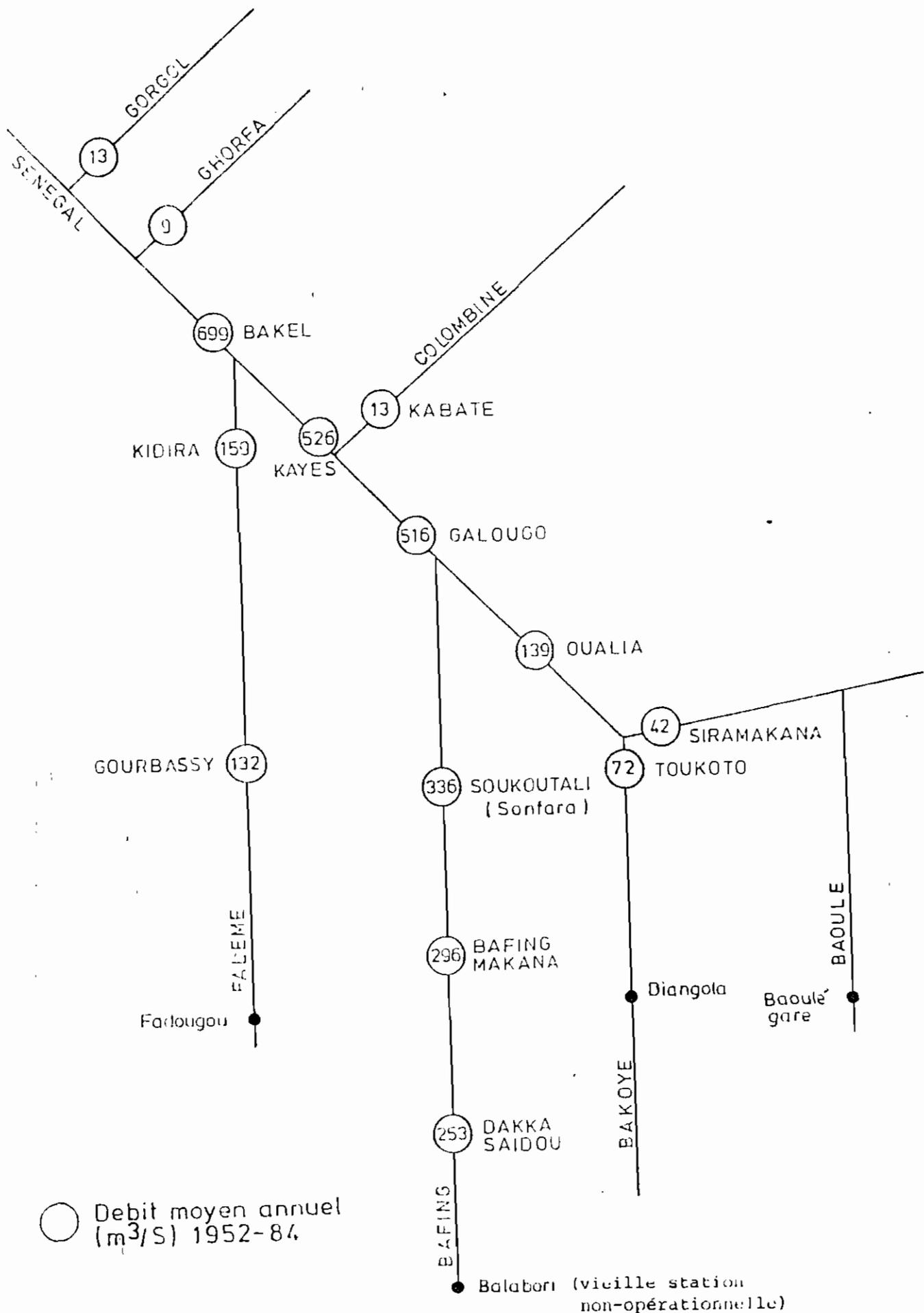
Ceci illustre le fait que, en moyenne, les trois stations de Kidira, Soukoutali et Oualia contrôlent ensemble plus de 90% du débit à Bakel tandis que, ensemble, Gourbassi, Soukontali, contrôlent quelque 3% de moins pendant les années sèches ou 5% les années plus humides.



STATIONS HYDROMETRIQUES

FIGURE 2:1





○ Debit moyen annuel (m³/S) 1952-84

SCHEMA DES STATIONS DE JAUGEAGE

2-1.3 PROPAGATION DES DÉBITS

La prévision précise des débits est liée à une assez bonne connaissance du temps de propagation entre deux points donnés. Le temps de propagation varie en fonction du débits et il existe peu d'informations précises à ce sujet. Les Ingénieurs - conseils (SOGREAH, Sénégal consult, etc), ont estimé le temps de propagation relatifs aux divers régions de la vallée.

TABLEAU 2
TEMPS DE PROPAGATION DES DEBITS DANS LA VALLEE
 (jours)

Débits	m ³ /S :	100	200	400	1000	3000	5000
Haute vallée	80 km	4	3	2	1	1	3
Moyenne vallée	232 km	13	9	7	6	5	11
Basse vallée	313 km	24	15	12	10	9	15
TOTAL :		41	27	21	17	15	29

2-2. RÉSEAU HYDROMÉTRIQUE

2-2.1 BASSIN SUPÉRIEUR

Sur le plan hydrologique, le bassin supérieur (218 000 km²) est défini comme représentant la région situé en amont du confluent du Falémé et du Sénégal ou, en gros, en amont de Bakel. La topographie se présente sous la forme de hauts plateaux entrecoupés de vallées étroites de la source du cours d'eau en Guinée jusqu'à Kayes puis de vallées et de dépressions plus modérées entre Kayes et Bakel.

Les principales stations de jaugeage sont représentées schématiquement à la figure 2 qui indique également le débit moyen annuel (m³/s) sur la période 1952-84. Outre les principales stations de jaugeage dirigées par les services hydrologiques, un système d'annonce des débits/crués a été installé par le projet Manantali. Dans le

cadre de ce système, de nouvelles jauges ont été installées à proximité des stations existantes de Dakka-Saïdou et Bafing Makana ainsi qu'à l'aval immédiat du site de Manantali (Sonfara) d'où l'on peut obtenir des informations par radio VHF depuis Manantali.

Pour programmer les lâchures d'eau du barrage de Manantali, l'OMVS a équipé cinq stations -clés, en sus, en aval de Manantali en radio-récepteur/émetteurs. Il s'agit des stations de Oualia sur le Bakoye, de Kayes et Bakel sur le fleuve Sénégal et de Kidira et Gourbassi sur la Falémé.

L'observation des crues par des mesures limnimétrique sur ces cinq stations constitue une extension du système installé dans le cadre des travaux du Génie Civil du chantier et permet à Manantali (station -mère) de disposer des hauteurs d'eau deux fois par jour - à 07h 00 le matin et 17h 00 le soir- par les lecteurs-agents des services hydrauliques du Mali et du Sénégal la transmission des données s'effectue chaque matin entre 08h 00 et 08h30.

Afin d'assurer la disponibilité des données de base dans le cas d'un fonctionnement défectueux du système automatique de crues cité- ci-dessous, les dispositions suivantes sont prises depuis Janvier 1987 :

- L'installation d'un équipement (émetteur-recepteur radio avec panneau solaire). A Bafing -Makana et Dakka Saïdou
- Pour la station de Sonfara, très proche de Manantali, seule la lecture de l'échelle limnimétrique est faite.

Il est très difficile voire presque impossible d'accéder aux stations du haut bassin pendant la saison des pluies.

2.2.2 : VALLÉE

Les principaux affluents se jettent dans le Sénégal en amont de Bakel, les stations de jaugeage sont moins nombreuses dans la partie inférieure du bassin versant. Toutefois, la plupart des grandes villes riveraines possèdent des stations dont les résultats sont, dans certains cas, de qualité variable. Les systèmes existants

comprennent la transmission des données vers Dakar, Saint-Louis et Nouakchott soit par radiotéléphonie soit par satellite/télex.

Les stations de la vallée - Bakel, Kaédi, Matam, Saldé, Boghé, Podor, Dagana, Richard Toll, Rosso et Saint-Louis sont sous la tutelle des services hydrologiques de la Mauritanie et du Sénégal. En outre, il y a des échelles dans le canal de Taouey vers le lac de Guiers ainsi qu'à l'emplacement de nombreuses prises de stations de pompage destinées à l'irrigation quoique ces dernières ne soient pas nécessairement reliées au niveau IGN. Enfin, on trouve l'échelle de Diama qui est gérée par l'organisation de gestion du barrage de Diama.

Les données à toutes les stations sont relevées visuellement par des lecteurs in situ sauf à Richard-Toll et au lac de Guiers où il y a des enregistreurs. Les données de Bakel sont envoyées à Dakar et à Saint-Louis par l'intermédiaire du réseau de communication ASECNA, en plus de la liaison ARGOS à partir de Kougani, tandis que les relevées de Kaédi sont transmis à Nouakchott par BLU. Les relevées des autres stations sont soit envoyées par la poste soit recueillies par les hydrologues des services nationaux.

Il existe donc dans la vallée un réseau de stations dont la qualité est soit bonne soit raisonnable.

2-3 Exploitation des barrages

L'exploitation des barrages modifie considérablement l'hydrologie au niveau du bassin. Les barrages de Diama et de Manantali ont été respectueusement mis en service en 1987 et en 1988.

2-3.1 Objectifs

Les objectifs majeurs sont :

- la régulation du débit du fleuve grâce à laquelle l'aménagement de la vallée du Sénégal est possible avec de nombreuses conséquences bénéfiques :

- * L'irrigation le long du fleuve de 375 000 ha de culture,
- * Le soutien, durant toute l'année, d'un tirant d'eau suffisant pour permettre la navigation entre Saint-Louis et Kayes.
- * La production de 800 Gwh/an d'énergie hydro-électrique 9 années sur 10

* L' écrêtage des crues naturelles à Manantali en réduisant dans la vallée les risques d'inondation exceptionnelle.

* Le maintien, pendant une période transitoire, des conditions hydrauliques nécessaires à la culture traditionnelle de décrue par la production d'une crue artificielle pendant un mois à Bakel.

* L'arrêt de la langue salée à Diama

* Le contrôle partiel du niveau d'eau dans le delta

* L'amélioration du remplissage des dépressions que constituent les lacs de Guiers, du Rhiz, de l'Afrout-es-Sabel et autres dépressions.

* La réduction des hauteurs de pompage pour l'irrigation dans le delta

* le maintien de condition écologiques acceptables dans les retenues, dans le fleuve régularisé et le delta.

III-3-2 Prévision et annonce des débits

La gestion des barrages nécessite une bonne connaissance du régime du fleuve, notamment les apports, en amont et en aval de la retenue de Manantali. Ce qui permet de disposer d'informations utiles pour l'exploitation de l'ensemble du fleuve régularisé, d'autre part de procéder à des prévisions fiables et des annonces préventives en cas de besoins.

2-3.2.1 Objectifs

Les objectifs du système peuvent être décrits comme suit :

- fournir des informations à l'avance sur les apports dans la retenue de Manantali aux fins du contrôle des crues ou, plus généralement, de la gestion de la retenue.

- fournir des informations sur les débits, prévus ou réels, dans les affluents non contrôlés en tant que base de gestion de la retenue par rapport aux débits requis à Bakel.

- prévoir les débits arrivant réellement en ces endroits clés afin de permettre l'ajustement de l'exploitation de la retenue.

- permettre de donner en temps utile aux utilisateurs d'eau et au grand public les informations nécessaires en ce qui concerne l'arrivée et l'ampleur des crues pendant la saison des pluies et la disponibilité de l'eau pendant la contre-saison.

2.3.2.2 Fonctionnement

Les lâchures de Manantali sont faites en fonction de la demande en aval pour l'irrigation, et des apports des autres affluents non contrôlés. C'est la station de Bakel qui est la station clé. En effet, une fois le débit nécessaire à Bakel est connu, le débit à Soukoutali (Manantali) doit compenser le déficit entre le débit demandé et les apports des affluents non contrôlés.

En ce qui concerne les débits arrivant à Manantali, il existe deux bonnes stations de jaugeage fluviale. Le Bafing en amont de la retenue, celle de Dakka-Saidou - bassin versant de 15700 km² - et celle de Bafing Makana - 21700 km² - qui annoncent l'arrivée des débits au barrage - 27800 km² - deux jours et un jour à l'avance respectivement.

2-4°) Hydrologie à Saint-Louis

2-4 - 1 : Généralité

La ville de Saint-Louis est située sur la partie nord du Sénégal. Le fleuve Sénégal y trouve son embouchure en se jetant sur l'Océan Atlantique. Elle se compose de quatre zones urbaines principales : Langue de Barbarie, Ile de Ndar, Sor et Périphérie.

La Langue de Barbarie composée de trois quartiers (Guet-Ndar, Ndar-Toute, Gokhoubathe) est limitée d'une part par l'Océan et d'autre part par le petit bras du fleuve.

L'île est subdivisée en deux quartiers sud et nord. Elle constitue le centre administratif, culturel et commercial.

La zone de Sor se compose des quartiers : Sor ouest et Marméal, Ndiolofène, Médina, Diamaguène- Léona-Eaux claires et Pikine.

Médina est dépourvu d'un plan de lotissement et est soumis aux crues du marigot de Khor.

Une bonne partie du territoire de Diamaguène-Léona-Eaux claires a été gagnée sur des zones inondables.

Pikine a été la dernière zone d'extension de la ville, il n'a jamais fait l'objet d'étude de lotissement, il n'a reçu aucun équipement et n'est pas à l'abri des inondations.

La périphérie de Saint-Louis comprend plusieurs petits centres habités et villages ruraux. Ceux qui peuvent être considérés comme faisant partie de la ville sont : Khor, Dakar-Bango et Ngallèle.

Le quartier de Khor est le plus proche de la ville. Il abrite l'installation de traitement de l'eau potable à Saint Louis, il n'est pas inondé par les crues du marigot.

Dakar-Bango est un petit village situé sur le marigot du Djeuss au nord-est de Saint-Louis, où se trouve la station de pompage d'eau brute pour l'alimentation de la ville.

Ngallèle est le plus petit village de Saint-Louis. Autour de la vieille Ngallèle se développe la nouvelle ville, avec la Cité Universitaire.

2-4-2 Climat

Le climat est sahélien, il comporte deux saisons bien distinctes :

1 - la saison des pluies, de Juillet à Octobre.

2 - la saison sèche, de Novembre à Avril- Mai

La saison des pluies est réduite à trois mois, et, à la faible importance des précipitations (300 mm en moyenne) , il faut ajouter leur mauvaise répartition dans l'espace et dans le temps.

- Température

Les températures moyennes annuelles sont comprises entre les 35° au maximum en Septembre octobre et les 15° en Janvier.

- Évaporation

Selon l'information du service météorologique, l'évaporation en mm/mois a des valeurs comprises entre 180-200 mm à la saison sèche et, les 60-70 mm à la saison des pluies.

- Humidité

A Saint-Louis les pourcentages mensuels d'humidité relative ne sont jamais inférieurs à 50%, l'humidité maximum moyenne est de 92,8% en Juin.

- Vents

Les vents de la saison sèche sont pour les 90% de secteurs nord-est à nord-ouest. Ceux de la saison des pluies sont de secteurs nord-ouest à sud-ouest. les vents de secteur nord et nord-nord/ouest sont les plus fréquents et les plus forts.

2- 4 - 3 : GÉOLOGIE - NAPPE PHRÉATIQUE

La zone en question, située dans le bas Delta du fleuve Sénégal est un milieu géomorphologique complexe dans lequel s'exerce un colmatage actuels par épandages argilo-limoneuses qui se produisent lors des décrues.

Les terrains sont en général constitués par des sables moyens fins à granulométrie variable, parfois argileux ou limoneux-argileux.

Dans quelques zones la couche superficielle est constituée par des argiles ou des limons argileux. Il s'agit de terrains dissous avec un coefficient de perméabilité moyen-bas, plats et peu émergents par rapport au niveau de la mer.

La nappe est située à faible profondeur sous le plan du terrain naturel (min 20 max 200 cm) avec des variations de niveau d'à peu près 80 cm, dont le minimum est d'Avril à Juillet, et le maximum d'Octobre à Novembre, en correspondance avec les crues du fleuve.

2- 4 - 4 : LE FLEUVE A SAINT LOUIS

Le fleuve Sénégal se jette à l'Océan Atlantique au niveau de Saint-Louis. Cette embouchure est l'une des rares embouchures bloquées; le fleuve longe sur 27 km environ, en aval de la ville de Saint-Louis, la côte océanique, dont il est séparé par la langue de Barbarie, petite bande sablonneuse de quelques centaines de mètre de largeur.

La sortie du fleuve sur l'Océan se déplace périodiquement vers le sud, jusqu'à l'ouverture d'une nouvelle sortie vers le nord.

Depuis 1850 le fleuve a changé 26 fois d'embouchure, du km 3 au km 29 en aval de Saint-Louis.

Au niveau de Saint-Louis, le fleuve se divise en deux bras (grand bras et petit bras) et en plusieurs marigots (Khor, Marmeal, Kantey, Djeuss, etc) qui ceignent la ville. Avec une année pluvieuse, Saint-Louis devient littéralement une île.

Les valeurs de crue sont évaluées à 2500 m³/s environ pour une crue moyenne, 3500 m³/s pour la crue décennale, 5000 m³/s pour la crue centennale et 6500 m³/s pour la crue millénaire; à ces valeurs correspondent, à la hauteur de l'île de Saint-Louis :

- Pour la crue décennale, 1,45m/s pour la crue centennale jusqu'à 1,88m/s pour la crue millénaire.

- Pour la crue centennale, le niveau supérieur de l'eau est alors à 135 cm au dessus du zéro IGN.

Ces valeurs sont obtenues grâce à des séries statiques couvrant une période antérieure à la construction des barrages qui perturbent l'hydrologie. Elles sont donc à revoir à la hausse avec les lâchures importantes lors des saisons pluvieuses comme c'était le cas l'année dernière (1994).

En saison sèche, le débit du fleuve est quasiment nul avec le barrage de Diama (fermeture des vannes). Son niveau moyen à Saint-Louis est presque celui de la mer. L'effet de la remontée de la langue salée avec les fluctuations de la marée est arrêté avec le barrage de Diama.

A Saint-Louis s'alternent donc :

- a**) des périodes d'eaux presque stagnantes au niveau du fleuve, et un assèchement des marigots.

- b**) des périodes de débits considérables au niveau du fleuve qui alimente les marigots avec risque d'inondations selon les débits.

2-4-5 L'INONDATION DE SAINT-LOUIS (1994)

Saint-Louis a été inondée pendant le mois de Septembre 1994, précisément le 21 Septembre. Les quartiers Pikine, Darou, Medina-courses, Sor Daga, Sor-Diagne, Ndar-Toute et khor ont été touchés.

L'inondation s'est faite principalement par le marigot de khor qui est alimenté par le fleuve Sénégal.

Cette inondation est due à la forte pluviométrie de 1994, non pas à Saint-Louis seulement mais dans tout le bassin versant du fleuve SENEGAL, aggravée par l'effet des deux barrages DIAMA et MANANTALI.

Comme il a été dit plus haut, la station de Bakel détient la clé des débits dans la vallée. Elle est située en aval de Manantali et permet de contrôler les lâchures en fonction de la contribution des autres affluents. En examinant les débits de Manantali, on constate que des lâchures importantes ont été effectuées. Le 09 Septembre 1994, les débits passent de 1740 m³/s (le 08) à 3380 m³/s. Les lâchures importantes continueront jusqu'au 12 (2550 m³/s). Si on estime le débit à Bakel à partir du débit du 08 septembre à MANANTALI en utilisant le tableau 2 qui indique le rapport entre les débits des divers affluents et ceux du fleuve principal à Bakel, avec une contribution moyenne 50% de Soukoutali; on arrive à un débit moyen journalier de l'ordre de 6500 m³/s à Bakel.

L'examen de la série (annexée) des débits moyens mensuels à Bakel allant de 1903 à 1993; permet de constater que le débit moyen mensuel maximal sur toute la série (90 ans) est de 5990 m³/s (1950). Ce qui montre l'importance de la crue de l'année dernière. Des lâchures assez importantes recommenceront le 20 et 21 septembre respectivement 1300 et 1100 m³/s.

Entre temps, le plan d'eau entre les deux barrages se relève, les côtes maximales sont enregistrées à Diama, 187 cm le 21 et 191 cm le 22 septembre. Les défluent et les dépressions naturels (lacs de guiers, de Rhiz ect) qui en temps normal écrètent les crues exceptionnelles et atténuent leurs effets, ont le temps de se remplir et ne peuvent plus jouer ce rôle.

A Saint-Louis, à partir du 12 septembre, le fleuve commence à sortir de son lit, entraînant ainsi une entrée d'eau dans les maisons riveraines des berges à savoir Ndar-Toute, Ndiolofène, Khor, Médina Cours, Diaminar et Pikine. Le 21 septembre

une pluie exceptionnelle de 132 mm (ce qui n'a pas été enregistré depuis 1950) vient se combiner à la crue du fleuve. Le fleuve déborde, les marigots de Marméal, Kantey, Khor se remplissent. Au niveau de la mer, c'est la marée haute. L'inondation est inévitable et Saint-Louis est sous les eaux. Le manque de réseaux d'assainissement, l'occupation des terres inondables par des populations naïvement réconfortées par de longues années de sécheresse rendent le problème plus compliqué et l'ampleur de l'inondation est à la mesure du désarroi des populations.

2-5 Détermination de la côte de projet

a) Côte de la crue de 1994

L'étude hydrologique est d'une importance capitale pour le projet, car elle permet :

- de connaître le niveau des eaux et les débits auxquels on doit faire face
- prévoir le comportement du marigot après réalisation de la digue.

Cette étude nécessite des données statistiques sur les précipitations, les crues du marigot, mais aussi des données sur l'exploitation des barrages de DIAMA et MANANTALI.

Ces données existent comme on l'a vu plus haut, pour le fleuve Sénégal et sont disponibles, mais pour le marigot de Khor dont il faut se protéger, ces données n'existent pas. Cela rend difficile, voire impossible, une étude statistique classique allant du choix de la période de retour à la détermination des côtes et débits. Une première approche serait :

- de se baser sur les débits du fleuve, et par un bilan hydrologique, arriver à déterminer les débits au niveau du marigot de Khor. Mais cela serait très complexe et fastidieux d'une part, et ne serait qu'approximatif d'autre part car il y a beaucoup de marigots de la zone (KANTEY, MARMEAL, DJEUS etc) qui entreraient dans le bilan et dont les débits ne sont pas connus. Il resterait ensuite à résoudre le problème de passage des débits aux côtes.

A cela s'ajoute hétérogénéité de la série des crues disponible, car perturbée par la mise en fonction des barrages avec une forte intervention humaine . Ce qui rend inadéquat une période de retour déterminée à partir des séries antérieures aux barrages.

Démarche adoptée

Pour résoudre le problème, une démarche plus pratique et plus simple a été adoptée. La cote maximale atteinte par les crues de l'année dernière a été relevée sur le terrain grâce aux traces laissées sur les murs et aux renseignements fournis par les populations locales. On obtient ainsi une cote maximale au niveau de la corniche : 155 cm au dessus du zéro IGN ; des côtes moins importantes au niveau de Médina et NDiolofène variant entre 145 cm et 150 cm. A toute fin pratique, nous prenons comme cote de la crue de l'année dernière au niveau du marigot de Khor à hauteur de la corniche c'est-à-dire 155 cm au dessus de la cote IGN.

Crue de projet

La crue du projet est fixée à partir de celle de 1994. A défaut d'avoir la série des crues sur la marigot, qui nous permettrait de déterminer la crue de projet à partir de la série du choix d' une période de retour ; nous allons essayer de trouver l' importance de la crue de l' année dernière (1994) . Si l'on s' en tient qu' aux resultats, 6500 m³ à bakel , est un évènement exceptionnel . Mais ceci est à relativiser , car tributaire de l' intervention humaine . Ce qui signifie qu' elle peut devenir fréquente , tout dépend de la politique de gestion et d' exploitation des barrages par l' OMVS . Donc , pour être prudent , nous prenons une marge de 5cm .Ce qui donne une cote de 1,60 m (IGN) . Rappelons que la crue centennale au niveau du fleuve déternée sur une série antérieure aux barrages est de 135 cm (IGN)

CHAP III ÉTUDES TOPOGRAPHIQUES

Après avoir bien cerné l'hydrologie de la région Nord, l'étude topographique constituait une étape décisive dans la recherche de solution. Fort heureusement avec la complicité du service géographique de HANN, on a pu obtenir les cartes topographiques de la ville de Saint-Louis à l'échelle 1/2000. Cependant les levés ont été effectués en 1976 donc une actualisation de ces levés était plus que nécessaire pour déterminer la limite des habitations actuelles et la topographie du marigot de Khor. Deux bureaux d'étude de la place (GRESTEC ET LABOSOL) chargés du contrôle de la digue provisoire ont mis à notre disposition une carte de la zone qui date d'avril 1995.

C'est avec ce dernier document que nous avons tracé les profils en plan, les carrefours, les profils en long du terrain naturel et de la digue ainsi que les profils en travers.

3-1 Tracé du plan

Tronçon de Médina

Le tracé en plan de la digue simple de Médina ne présente pas de difficultés particulières. L'objectif de cette digue est uniquement de protéger la zone (Médina) de gagner du terrain sur le lit du marigot de khor et de minimiser le linéaire. Ainsi du pont de KHOR au sondage 4 , le tracé s'écarte de la ligne des sondages. Une vérification des tendances des sols identifiés s'avère nécessaire.

Le profil en plan de cette zone se trouve en annexe.

** Digue de Djolofène*

Le tracé en plan de la digue route de Djolofène mérite une attention particulière et une conception géométrique adéquate y sera appliquée.

Le tracé en plan est une combinaison de courbes circulaires, de raccordements progressifs et d'alignements droits. Le taux de devers utilisé est lié au choix des courbes. Le choix du rayon minimal dépend des hypothèses concernant le véhicule et les caractéristiques de la route.

Nous utiliserons un tracé légèrement infléchi, et ce, pour deux raisons :

- Les longs alignements droits sont favorables aux éblouissements par les phares ; par la monotonie, ils créent chez le conducteur une certaine torpeur, c'est-à-dire un ralentissement des fonctions vitales.
- La recherche d'une harmonie géométrique entre la digue et la configuration du marigot de Khor, s'accommode mal d'un tracé rectiligne.

Ainsi pour les portions circulaires, le rayon de courbure minimal est donnée par la formule suivante :

$$R = \frac{V^2}{127(e + f)} \quad 3-1$$

R = rayon de la courbe circulaire

V = vitesse du véhicule (km/h)

e = devers de la chaussée (m/m)

f = coefficient de frottement

3-1.1 Choix du devers

Le choix du devers pour une courbe circulaire de rayon R s'avère un problème complexe. Plusieurs facteurs entre en ligne de compte, tel que le coefficient de frottement latéral entre le pavage et les pneus du véhicules, la variété des véhicules qui circulent sur la route, etc... Si on pouvait construire une route pour un seul type de véhicule qui roulerait toujours à la vitesse de base, dans un pays où la chaussée est toujours sèche, le problème serait résolu facilement ; on aurait qu'à utiliser un devers qui compenserait toute la force centrifuge qui s'exerce sur le véhicule.

Or même si l'objectif de la digue route de Saint-Louis est de dévier les poids lourds venant de Dakar ou de Richard-Toll pour décongestionner le trafic routier au niveau de l'Avenir Charles de Gaulle, il n'en demeure pas moins que la route sera empruntée par les véhicules particuliers de type léger.

Par ailleurs, le brouillard qui règne presque en permanence à Saint-Louis de 20 heures à 7 heures du matin fera varier d'une manière non négligeable le coefficient de frottement. Ainsi pour tenir compte de l'humidité et de la hauteur de la digue un

dévers de 6% sera choisi pour compenser la force centrifuge et le coefficient de frottement latéral sera tiré du tableau suivant

Tableau 3-1

Coefficient de frottement latéral: valeurs maximales sécuritaire

vitesse de référence Km/h	60	70	80	90	100	120
coefficient de frottement latéral	0,15	0,15	0,14	0,13	0,13	0,12

En conséquence lorsque la vitesse de référence est 80Km/h alors le rayon de courbure minimal sera de 252 m et lorsque $V = 100\text{Km/h}$, R sera de 415m

Dans le présent tracé nous avons adopté un rayon de courbure variant entre 300m et 500m et une signalisation routière adéquate sera proposée à la fin du rapport.

3.1.2 raccordements

Le raccordement d'un alignement droit et d'un arc de cercle présente les difficultés suivantes :

- le raccordement d'un alignement droit et d'un arc de cercle ne présente pas une image esthétique au conducteur. La perspective est sensiblement améliorée par l'introduction d'une courbe de transition

- l'un des objectifs assignés à cette digue-route étant de devier les poids lourds, si les courbes sont prononcées, il serait nécessaire d'élargir la chaussée pour que les véhicules longs puissent y circuler.

- Le confort et la sécurité des voyageurs demandent également une transition progressive entre l'alignement droit et la courbe circulaire.

Pour mieux comprendre les difficultés énoncées ci-dessus, il serait important de donner quelques explications assez détaillées de ces différents points.

Au point de passage d'un alignement droit à une courbe circulaire, la force centrifuge fait longuement son apparition et tend à devier le véhicule de sa voie normale ; d'où l'inconfort et le danger.

Ce problème est résolu par l'introduction entre l'alignement droit et la courbe circulaire d'une courbe de transition dont le rayon varie graduellement. D'ailleurs la force radiale qui s'exerce sur un véhicule voyageant sur une courbe circulaire est donnée par la formule suivante :

$$F = P \left(\frac{V^2}{Rg} - e \right) \quad 3-2$$

F = force radiale en kg

P = masse du véhicule en kg

V = Vitesse du véhicule en m/s

R = rayon de courbure en m

g = accélération de la pesanteur

e = devers en m/m

L'examen de cette formule permet de constater qu'il y a moyen d'introduire graduellement F en faisant varier $\frac{1}{R}$ de la même manière le long d'une courbe de raccordement. Le tracé des courbes circulaires est donné en annexe

3.1.3 Les carrefours

La digue route de Saint-Louis dans sa partie Est intercepte la route nationale 2 au pont de Khor et dans sa partie ouest la voie ferrée et la RN2 à Sor Diagne ; Or l'efficacité d'un réseau routier dépend de la facilité de fonctionnement de ses carrefours, les possibilités de conflits et d'accidents y sont très grandes et il faut les diminuer autant que possible.

Les carrefours de Khor et de Sor Diagne seront des carefours à trois branches appelés carrefours en "Y" ou bifurcation.

Pour tous les types de carrefours, il est souhaitable que les croisements se fassent aussi près que possible de l'angle droit. Les routes, devraient être conçues et implantées de façon qu'elles puissent se croiser selon un angle variant entre 70° et 110° . Pour tenir compte du nombre de conflits (convergence , divergence , croisement) le nombre de voies passe de 2 à 3 ; chaque voie aura une largeur de 3,5m. Les carrefours de Khor et de Sor Diagne sont représentés par les figures ci-après.

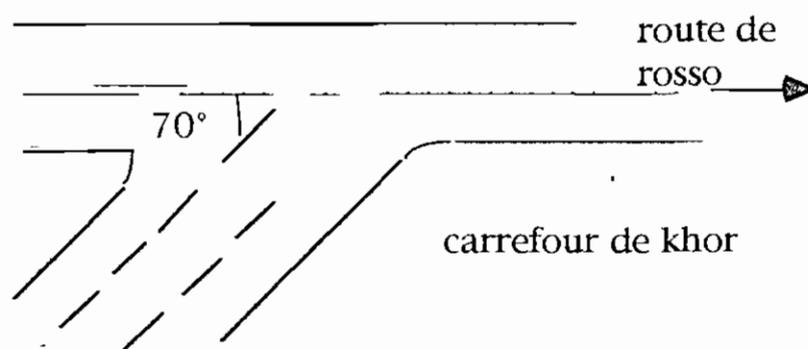


Fig 3.1

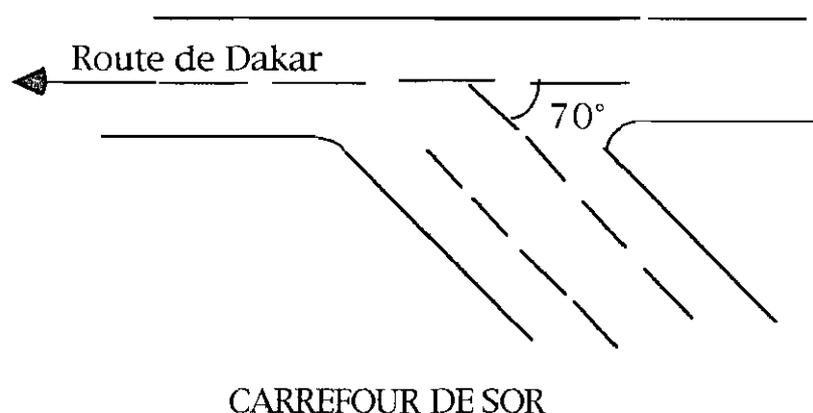


Fig3.2

3 -2 LES PROFILS

3-2- 1 Profil en long du terrain naturel et de la digue

Le terrain naturel dans la zone d'emprise de la digue est relativement plat. Les cotes varient de 0,1 à 0,6 m (cotes IGN) et par endroit, plus particulièrement dans les zones de passage d'eau (bolong), donc de faiblesse les cotes sont au dessous du zéro I.G.N. Le profil en long du terrain naturel est en annexe.

La fonction première de la digue, étant de protéger les habitations, la hauteur sera variable certes, mais en terme d'altitude l'axe de la route sera sur un plan horizontal sauf Pk6 où la cote décroît de 2,8 m à 2,24 m . Les profils en long des deux tronçons sont annexés.

3- 2-2 Profils en travers

Pour la sécurité et le confort de l'automobiliste, il est souhaitable que les voies de circulation soient larges, qu'il y ait des accotements et que les pentes latérales des fossés soient faibles pour faciliter la conduite du véhicule. Cependant le

profil en travers d'une route résulte d'un compromis qui vise à fournir l'espace voulu à la fois aux véhicules en marche et à ceux en stationnement, aux piétons et s'il y a lieu aux services d'utilité publique.

TRONCON DE MEDINA

Dans la zone de Médina les profils suivants sont proposés:

Profil en travers

Medina: sondage 5

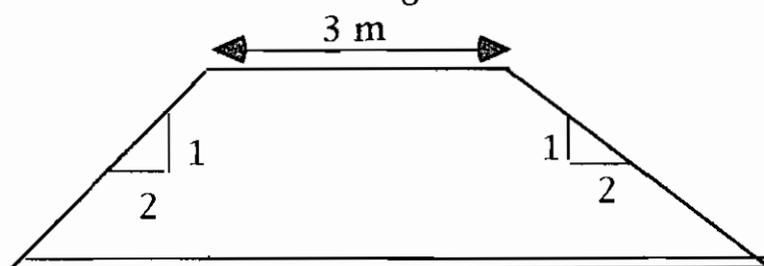


Fig 3.3

Profil en travers

Médina :sondage 4

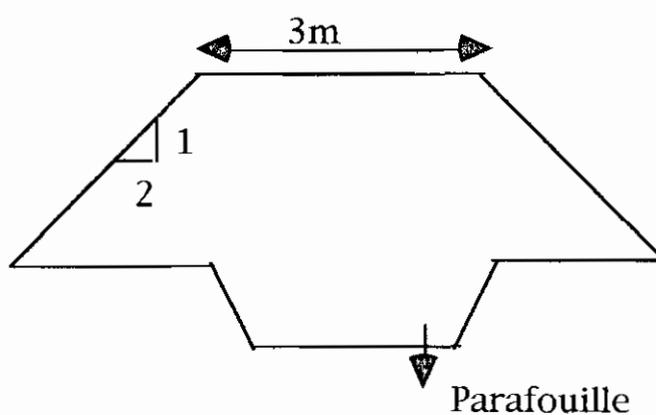


Fig 3.4

Dans les zones sableuse une fondation en parafouille sera proposée par contre dans les zones argileuses on aura uniquement une excavation de 30 cm

Zone de Djiolofène

La digue de dilofène aura une largeur en crête supérieure à celle de Médina. En effet une des missions de cette digue est de dévier les poids lourds mais compte tenu du niveau de service du trafic qui est assez bas deux voies de 3,5 m seront adoptées. La pente des talus sera de 1/2 et éventuellement de 1/2,5 si les conditions de stabilité l'exigent. Ainsi on aura deux types de profil en travers : un avec parafouille et l'autre sans parafouille.

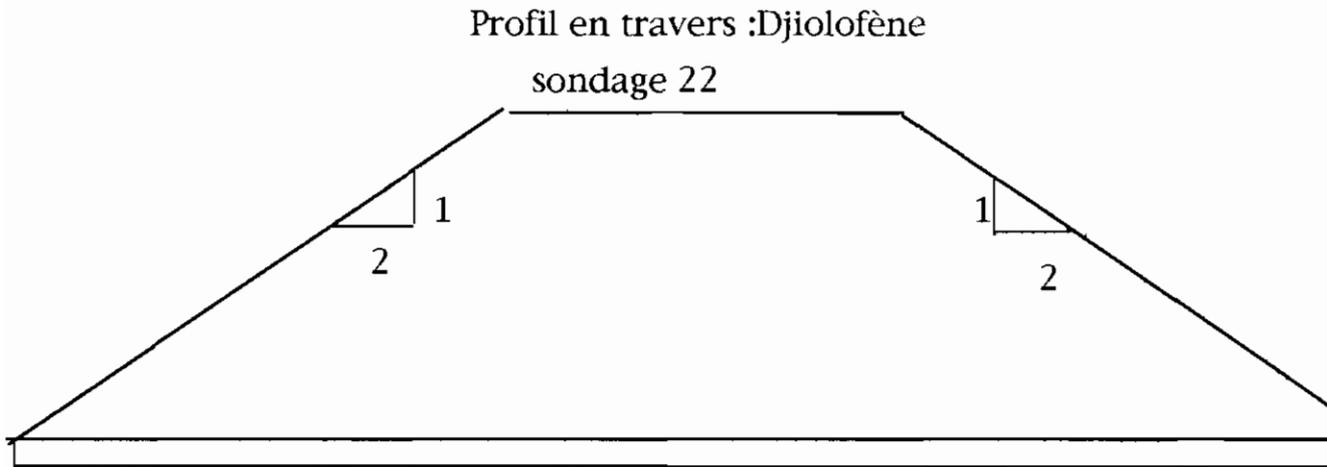


Fig3.5

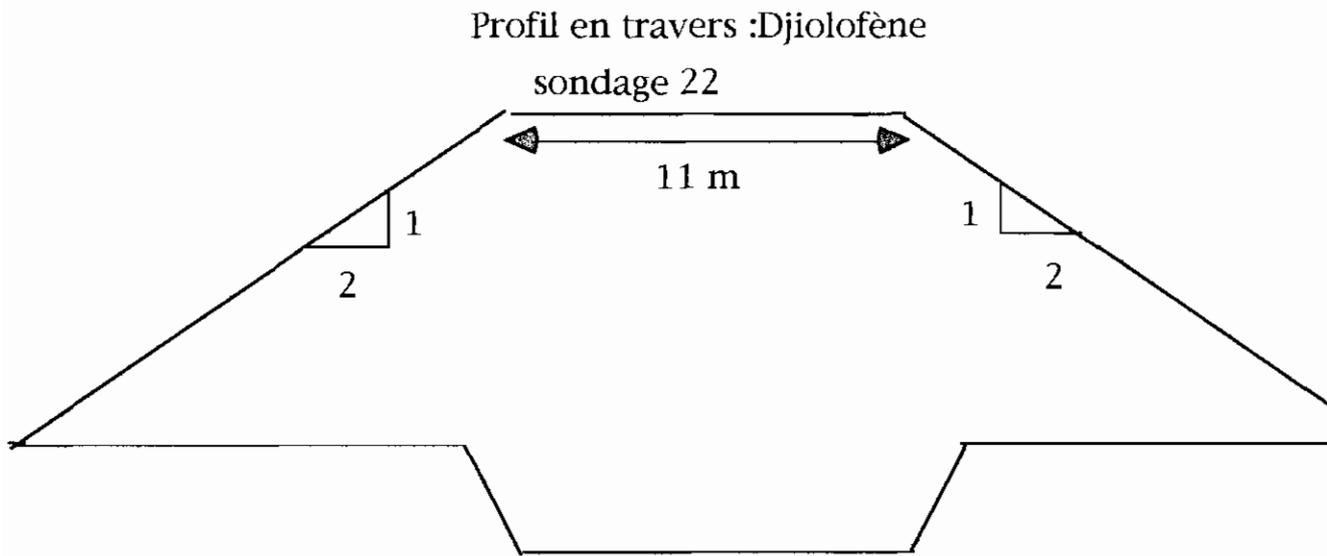


Fig 3.6

La largeur de la chaussée de la digue route sera de 7 m soit 3,5 m par voie. En effet même si l 'objectif de la route est de dévier les poids lourds le niveau de service du trafic est tel que une largeur de voie de 3,5 m sera suffisante

CHAP IV ÉTUDES GÉOTECHNIQUES

Après exploitation de l'avant-projet du conseil régional Nord-Pas-de-calais (france) et du CEREEQ, une étude géotechnique complémentaire était plus que nécessaire. En effet l'espacement entre les sondages (500m) était trop grand pour un ouvrage de cette envergure dans une zone à problème géotechniques très variés.

L'étude complémentaire s'est déroulée en deux phases : une campagne de terrain suivie d'un programme de laboratoire.

4-1- PHASE TERRAIN

Sur le terrain, nous avons participé à la réalisation de 60 puits manuels , de profondeur variant entre 0 et 2 m. Le fonçage des puits étaient quelque peu difficile toutefois à cause de la nappe phréatique qui est pratiquement superficielle. Tant que les conditions de sol le permettait deux échantillons intacts étaient prélevés : le premier entre 0 et 1m ,le second entre 1et 2m. Le découpage définitif est finalement gouverné par la stratigraphie. Les échantillons intacts sont destinés aux essais ci-dessous :

- * teneur en eau naturelle
- * cisaillement direct
- * compressibilité à l'oedomètre

Deux autres échantillons remaniés seront prélevés sur chaque sondage aux même profondeurs que les échantillons intacts pour les analyses d'identification (poids spécifique , granulométrie , limites de consistance et teneur en matières organiques).

Les échantillons intacts ont été conditionnés de façon à conserver les propriétés mécaniques et d'humidité et permettre également leur transport de SAINT-LOUIS à THIES.

Les 60 puits manuels ont été complétés par autant de sondages au pénétromètre dynamique léger. La profondeur des sondages variait entre 4 et 5m ; ils ont permis de jauger l'épaisseur des couches d'argile au delà de la zone reconnaissable à l'aide des puits manuels et de mieux définir la stratigraphie du terrain.

En définitive au niveau de l'emprise de la digue, sur chaque 50 m, on a soit un puits manuel ou un essai in-situ avec le pénétromètre dynamique.

4-2- PHASE LABORATOIRE

Après la phase terrain ; le travail de reconnaissance et de détermination des propriétés géotechniques s'est poursuivi au laboratoire de l'École Polytechnique de Thies. Pour pouvoir se retrouver dans une panoplie d'échantillons et d'essais à effectuer deux groupes de travail ont été dégagés ; le travail du premier groupe a abouti à une classification des sols selon la méthode de CASAGRANDE et celui du second groupe à la détermination des propriétés mécaniques.

4-2-1 CLASSIFICATION DES SOLS :

La classification des sols selon la méthode USCS (Unified Soil Classification System) suggérée par CASAGRANDE se base sur l'analyse granulométrique , les limites de consistance et dans une certaine mesure sur la teneur en matières organique.

4-2- 1-1 : TENEUR EN MATIERE ORGANIQUE

La teneur en matière organique est le poids de ces matières rapportés au poids total des éléments solides constituant un échantillon de sol. Un sol est considéré comme organique lorsque sa teneur est supérieure à 6%

Lorsque l'on veut classer un sol par la méthode U.S.C.S, il est nécessaire de savoir s'il contient beaucoup, peu ou pas de matières organiques.

A cet effet des essais de perte au feu ont été exécutés sur tous les échantillons prélevés. Dans le cas par exemple de la zone de Médina les teneurs en matières organiques varient entre 0,1% et 2% sauf au sondage N° 2 où la teneur est de 3,6% . Les sols prélevés dans la zone de Djiolofène qui présente des aspects similaires devraient avoir des teneurs en matières organiques du même ordre de grandeur.

En conséquence nous pouvons affirmer que les sols trouvés sur l'emprise de la digue ne sont pas organiques et les faibles teneurs ne pourront pas influencer sur le comportement du sol d'infrastructure.

4-2-1-2 Résultats d'identification

Comme on pouvait s'y attendre , tous les sols identifiés sont mous car ayant des poids volumiques inférieurs à 20kN/m^3 . Ceci est dû au fait que SAINT-LOUIS se trouve dans une estuaire donc dans une zone favorable au dépôt de sols mous. La rencontre entre l'eau de mer et du fleuve Sénégal a une influence sur le dépôt et la répartition des types de sols. Ainsi on retrouve des sols fins et des sols grossiers aussi bien à Médina qu'à Djiolofène.

Les sols fins identifiés sont généralement des classes CL et CH mais leurs propriétés varient généralement d'un tronçon à un autre. Ainsi dans la zone de Médina par exemple on a remarqué la présence de trois types de CL:

- Le premier type est une argile sableuse ou siteuse dont la plasticité est faible à moyenne et l'indice de liquidité supérieure à un (1) donc sensible. Les sondages 5 , 7 , 8 , révèlent la présence de ce type de sol qui doit donner de bonnes résistance au cisaillement.
- Le second type de CL est une argile inorganique dont la plasticité est élevée (IP >20%) et l'indice de liquidité élevé (IL>1). C'est un type de sol qui serait certainement très déformable et peu résistant. On retrouve cette argile aux sondages N° 10 , 20
- Le troisième type de CL est une argile non organique dont la plasticité est faible et à moyenne , non sensible mais elle sera probablement déformable.

Ce type de sol est identifié aux sondages N° 6 , 9 , 12 , 15.

Aux sondages 11 , 12 , 13 , 14 on identifie des CH caractérisés par des indices de plasticité assez élevés (très plastique) et des limites de liquidité supérieures à 50% donc très compressible. Ainsi une attention particulière doit être accordée à ces types de sol avant la mise en place du remblai. On retrouve du ML par endroit et souvent à des profondeurs supérieures à un mètre , donc leur influence sera très relative.

Les sondages 1 , 2 , 3 , 4 , 6 , , 18, 36 , 37, 54 , 55 , 56 , 59 , 60, révèlent à faible profondeur des couches très perméables (SM , SW-SM , SC) qui risquent de favoriser le phénomène de Renard sous la digue. Ces zones sableuses étaient d'ailleurs le siège d'éboulement lors du creusage des puits manuels.

Dans ces zones la perméabilité du sol d'infrastructure est supérieure à celui du matériau de remblai (banco coquillage) ; ainsi lors de la montée des eaux l'écoulement aura tendance à se faire le long des chemins les moins contraignants (milieu le plus perméable). Une fondation en parafouille sera envisagée pour lutter contre les Renards; la profondeur de la fondation sera déterminée dans le chapitre.

4-2-2 DETERMINATION DES PROPRIETES MECANIQUES

4-2-2-1 *CARACTÉRISTIQUE DE COMPRESSIBILITÉ*

La détermination des paramètres de compressibilité est d'une importance capitale. Les paramètres permettent de retracer l'histoire géologique du sol par la connaissance de la contrainte de préconsolidation et de prévoir son comportement sous une certaine charge de service.

A cet effet une centaine d'essais oedométriques ont été effectués au laboratoire de l'École Polytechnique de Thiès et les résultats compilés dans les tableaux 1 à 12. Une analyse détaillée des contraintes de préconsolidation , des indices de compression et de recompression permet de dire que la compressibilité sera très variable.

En effet la contrainte due au remblai varie entre 65 et 75 kPa alors que la contrainte de préconsolidation est comprise entre 15 et 140 kPa . Ainsi pour mieux cerner le problème et ressortir les zones déformables nous avons procédé à une analyse tronçon par tronçon.

Dans les 5 premiers sondages , la contrainte de préconsolidation ($23 < \sigma'_p < 42$) est inférieure à la charge permanente , mais les indices de compression ($0,16 < C_c < 0,38$) et de recompression (C_r) sont tels que la déformabilité sera faible. Au sondage N° 5 par contre σ'_p est inférieur à la contrainte due au remblai et les indices C_c et C_r sont élevés de tel sorte qu' on doit s'attendre à une compressibilité importante. Le tableau 4.1 résume les tronçons qui devraient avoir les même degrés de compressibilité.

Tableau 4 .1 : compressibilité des tronçons

Compressibilité	Grande	Moyenne	Faible
Sondages	5 , 8, 11 , 12 , 13, 14 , 19 , 20	7 , 9 , 15 , 16 , 17	1 , 2 , 3 , 4 , 18

Dans les zones où les indices de compression et de recompression sont élevés , la vitesse de consolidation primaire sera assez grande. Ainsi une bonne partie des tassements sera absorbée lors de la mise en oeuvre du remblai ; par contre dans les tronçons déformables à indices de compression et de recompression faibles le tassement à long terme sera déterminant. Ainsi compte tenu de la variabilité des tassements d'un tronçon à un autre , la mise en place de la chaussée sur la digue de Djolofène doit être différée de 12 mois pour un éventuel reprofilage. Le calcul des tassements proprement dit sera effectué au chapitre 5 .

4-2-2-2. Résistance au cisaillement

La résistance au cisaillement d'un sol est fonction de l'angle de frottement interne des matériaux qui le constituent. La connaissance de φ (angle de frottement) et de C (cohésion) permet de déterminer la capacité portante des sols, de faire les calculs de stabilité des pentes et au poinçonnement. Cette résistance constitue donc l'un des aspects les plus importants de la géotechnique.

A cet effet une centaine d'essais (environ 120) ont été effectués sur des échantillons intacts et les résultats compilés dans les tableaux 1 à 12. Les angles de frottement interne varient de 10° à 36° (sauf au sondage 8) et la cohésion non drainée de 0,5 à 20KPa. Ceci devrait être conforme à la gamme de sols identifiés. Dans le cas général lorsque C_u est compris entre 3 et 15 KPa et φ entre 20° et 30° alors le sol est peu déformable et offre une bonne résistance au cisaillement. Mais lorsque φ est inférieur à 20° et la cohésion faible à moyenne alors le sol présente une faible capacité portante.

Sur la base d'une analyse intégrale qui ne laisse de côté aucun paramètre, nous pouvons affirmer que les valeurs de C et de φ sont fiables et conformes aux résultats d'identification.

Au sondage N°11 par exemple ($C_u = 6,16$ et $\varphi = 10^\circ$) le sol n'offre pas une bonne résistance au cisaillement et est très déformable; d'ailleurs sa forte compressibilité est confirmée par une limite de liquidité très élevée (52,5%).

Globalement lorsque l'angle de frottement interne est inférieur ou très voisin de 10° , des ruptures par poinçonnement et par glissement circulaire sont à craindre. C'est ainsi que les sondages 8, 9, 10, 11 méritent une attention particulière. En tout état de cause le calcul de stabilité (chapitre 5) permettra de mieux apprécier ces phénomènes et de trouver des solutions alternatives aux éventuels problèmes.

4-3 Étude de carrière

Les matériaux qui doivent servir à la construction d'un barrage en terre sont prélevés dans des zones d'emprunt adéquate après étude.

La nature de ces matériaux et les propriétés qui en découlent déterminent la conception et le mode de réalisation du barrage. Il est donc indispensable d'avoir une bonne connaissance des matériaux et les quantités disponibles au moment de la conception des ouvrages.

Les barrages en terre peuvent être constitués par des matériaux de caractéristiques très diverses. Il existe peu de sols qui ne puissent vraiment pas être utilisés pour la construction d'un barrage en terre mises à part les terres très organiques (tourbes) qui peuvent présenter des tassements très importants et les terres contenant des éléments solubles dans l'eau (gypse, sel).

Pour la digue de Saint-Louis, le banco-coquillage sera utilisé comme matériau de remblai. Le CEREEQ, sur la demande du conseil régional (France) avait prélevé en 1992, à une des carrières de GANDON, trois échantillons de banco-coquillage et ces échantillons avaient été soumis aux essais de laboratoire suivants : granulométrie ,

- granulométrie
- limite d'Atterberg
- essai proctor

Les résultats sont satisfaisants et sont consignés dans le tableau 4-2

La densité sèche obtenue par le CEREEQ est en moyenne de 20KN/m^3 et les CBR de 45

De 1992 à 1995, cette carrière de GANDON (zone d'emprunt la plus proche de Saint-Louis) a subi une exploitation anarchique et ceci a pu altérer la qualité même du banco-coquillage.

Ainsi d'autres essais complémentaires sur le banco étaient plus que nécessaires. Une vingtaine d'échantillons de plus de 12 kg sur le banco-coquillage de GANDON ont été prélevés sur un autre site et avaient été soumis aux essais de laboratoire. D'après les

résultats obtenus , nous pouvons dire que le nouveau site identifié présente des poches exploitables (voir figure) . Le tableau suivant nous renseigne sur les teneurs en eau optimales et les densités sèches

Tableau 4-2 Résultats sur le banco-coquillage (CEREEQ)

Prélèvement		1	2	3
GRANULOMÉTRIE	%éléments $d \geq 20\text{m}$	5/1	9/1	16/1
	$20\text{mm} \geq d \geq 2\text{mm}$	10/15	14/22	13/21
	$2\text{mm} \geq d \geq 0.2\text{mm}$	69/68	65/64	56/63
	$d - 0.1\text{mm}$	16/16	12/13	15/16
LIMITE D'ATTERBERG	WL	22/19	24/23	26/26
	Wp	14/15	15/16	13/16
	Ip	8/4	9/7	13/8
PERMÉABILITÉ		2,15.1 0^{-4}	4,9	3.17
ESSAI PROCTOR	gdmax	2.04	2.045	1.99
	teneur en eau	8.3	9.2	9.3
	optimum w%			
CBR à 95% du PM		37	60	39

Tableau 4.3. ESSAI PROCTOR SUR LE BANCO

Echantillon n _i	W % opt.	Masse Vol. sèche max.
PK 208 C9	8,07	2,109
PK 208 D1	13,75	1,862
PK 208 C2	9,32	2,092
PK 208 A4	8,98	2,079
PK 208 J3	9,86	2,020
PK 208 J2	12,09	1,966
PK 208 B7	10,32	1,999
PK 208 H4	9,47	2,031
PK 208 E1	12,91	2,035
PK 208 G2	10,35	2,064
PK 208 C4	10,37	2,080
PK 208 F7	9,64	2,037
PK 208 B4	9,77	2,050
PK 208 J1	7,59	2,135
PK 208 D4	9,06	2,057
PK 208 G5	9,16	2,049
PK 208 F6	3,52	2,142
PK 208 F1	3,07	2,035

D'après ces résultats nous pouvons prendre comme densité sèche une valeur de 20kN/m^3 .

Des échantillons de latérites provenant de la carrière de THIOUMP ont été également analysés en vue d'une utilisation en couche de protection et éventuellement en couche de base de la digue route

Aux termes des prospections géotechniques on dispose de suffisamment de données pour procéder au dimensionnement des ouvrages et à la vérification de leur tenue par rapport:

- à la déformabilité, à la stabilité et à l'étanchéité

N.B: Les données sur Djiolofène ne sont pas encore complètes mais elles devraient être du même ordre de grandeur.

CHAP V **DIMENSIONNEMENT**

5-1 Choix du type de barrage

5-1.1) Généralité

Les barrages sont réalisés le plus souvent pour satisfaire l'un ou l'autre des besoins suivants :

- besoins en eaux domestiques, agricoles ou industriels
- écrêtement des crues ou écrêtements des ruissellements d'orage des zones urbaines
- barrages anti-sels contre la remontée de la langue salée
- lagunage, etc...

Il existe différentes sortes de barrages. Mais pour le cas spécifique de la protection de SAINT- LOUIS , où il faut ceinturer la ville , ce sont les barrages en terre et les barrage en enrochement qui sont envisageables .

a) Les barrages en enrochements

Les barrages en enrochements sont constitués par de gros blocs qui résistent par leur poids. Mais l'étanchéité doit être assurée par un autre organe. Il peut être intéressant dans une région disposant de beaucoup de carrières en gros cailloux, ce qui n'est pas le cas de Saint-Louis.

b) Les barrages en terre

Ce sont les plus économiques et les plus simples à réaliser. Ils conviennent bien pour les petits ouvrages ne demandant pas des quantités de matériaux (terre) énormes. Le terme terre couvre toute une gamme de matériaux allant de l'argile aux éléments grossiers. Nous retenons ce type de barrage pour les raisons citées plus haut et pour la disponibilité du banco-coquillage qui minimise les coûts de transport.

5-1.2) Différentes types de barrages en terre

Il existe trois principaux types de barrages en terre. Le barrage homogène, le barrage à noyau étanche et le barrage à masque amont. Cette classification ne tient pas compte des organes annexes tels que les drains, les filtres, etc...

a) Le barrage homogène

Le barrage en terre homogène est constitué d'un massif homogène compacte imperméable. Il est le plus économique et le plus simple à réaliser. Mais cela nécessite un matériau très peu perméable et disponible sur place. Pour la digue de Saint-Louis en question, le banco-coquillage avec une perméabilité de l'ordre de 10^{-6} m/s peut être un assez bon matériau. Le barrage en terre homogène doit être protégé dans sa partie amont contre le battillage. Il doit être aussi muni dans sa partie aval d'un dispositif de drain qui intercepte et évacue les eaux d'infiltration.

b) Barrage à noyau

Lorsqu'il n'est pas possible de compter sur un barrage homogène à cause de l'hétérogénéité du matériau ou de la grande perméabilité de ce dernier, on a recours à un barrage à zone : chaque zone est constituée d'un matériau différent suivant la fonction qu'elle doit remplir. La zone argileuse assure l'étanchéité de l'ouvrage et minimise l'infiltration mais ne l'annule en aucune manière. Cette zone peut être située en amont ou au centre du barrage.

Des zones plus perméables constituées de matériaux plus grossiers assurent la stabilité mécanique de l'ouvrage. Des couches filtrantes assurent la transition entre les zones de granulométrie différente. Le noyau étanche peut être une solution économique lorsqu'on dispose de matériaux argileux en quantité importante. Mais sa réalisation est très difficile pour de petits ouvrages. En effet, il faut offrir aux engins de compactage, par exemple, assez d'espace (3m) pour rouler sur le noyau et le compacter, ce qui pose problème pour les petits ouvrages. Après la réalisation, la durée de vie peut être longue, mais lorsqu'une fuite se déclare, la réparation est très délicate. L'étanchéité de la fondation doit être assurée soit par une parafouille ou tout autre moyen.

La paroi mouillée peut être aussi une alternance possible à la place du noyau étanche.

c) Barrage à masque amont

A défaut d'un barrage à noyau étanche, un barrage à masque amont étanche peut être adopté.

Le masque amont est un paroi étanche placé sur le talus amont pour empêcher les infiltrations. Le masque amont peut être en béton de ciment, béton bitumineux, chapes préfabriquées, membranes souples etc... Du fait de sa fragilité face aux agressions extérieures une couche protectrice est souvent nécessaire. Il repose le plus souvent sur un matériau drainant. C'est une solution coûteuse même si la réparation est facile en cas de fuite. L'étanchéité de la fondation doit être également assurée.

Le barrage homogène étant le plus économique et le plus simple à réaliser, nous le retenons a priori pour la digue de Saint-Louis. Le banco coquillage sera utilisé comme matériau de remblai. Le calcul du débit de fuite et de la stabilité pour le phénomène de renard dissiperont les craintes par rapport à la perméabilité du matériau (10^{-6} m/s) ou au contraire, nous fera rejeter cette solution. Le barrage à masque amont sera alors envisagé en compétition avec le barrage à noyau étanche.

5-1.3 Profil Type du Barrage

5-1.3.1 Digue simple (côté corniche)

5-1-3-1-1 Hauteur du barrage

La hauteur du barrage est égale à la somme de la hauteur du niveau maximal des eaux et de la revanche. Elle est d'une grande importance car les barrages en terre ne sont pas submersibles et un sous dimensionnement pourrait être fatal. A l'opposé, un surdimensionnement augmente les coûts au moment où les ressources financières sont devenues très rares et trop précieuses pour être gaspillées.

* Revanche

C'est la hauteur libre entre la côte maximale des eaux et la côte de la crête du barrage. Pour sa détermination on tient compte de la hauteur des vagues et de leur vitesse de propagation. La hauteur des vagues dépend de la direction et de la vitesse des vents ainsi que de leur durée, mais aussi du fetch et de la profondeur d'eau.

Le fetch représente la distance sur laquelle le vent reste constant en vitesse et en direction.

Dans les océans, la largeur du Fetch n'a aucune influence sur les caractéristiques des vagues. Tandis que pour les étendues emprisonnées (lacs, baies, réservoirs), les fetchs sont limités par les contours de l'étendue.

Il existe des formules empiriques et semi-empiriques donnant la hauteur des vagues en fonction du fetch et de la vitesse de propagation des vagues.

* Relations empiriques

1) STEVENSON

$$\text{Pour } F < 18 \text{ km, } h = 0.75 + 0.34\sqrt{F} - 0.26 \sqrt[4]{F} \quad 4-1$$

$$\text{Pour } F > 18 \text{ km, } h = 0.34\sqrt{F} \quad 4-2$$

Fetch F en km et h = hauteur des vagues en m.

Ces formules ne sont valables que pour un vent ne dépassant pas 100 km/h.

2) MOLITOR

$$\text{Pour } F < 30 \text{ km, } h = 0.76 + 0.032\sqrt{UF} - 0.26 \sqrt[4]{F} \quad 4-3$$

$$\text{Pour } F > 30 \text{ km, } h = 0.032\sqrt{UF} \quad 4-4$$

F = fetch en km

U = vitesse du vent en km/h

h = hauteur des vagues en mètres.

Il faut noter que pour la première formule de Molitor donne une hauteur de vague non nulle pour $u = 0$, ce qui est anormal;

* Relations semi-empiriques

Les relations semi-empiriques sont des méthodes élaborées à partir d'une certaine base théorique mais vérifiées par des mesures en nature. Il existe deux méthodes principales.

1) Méthode de l'onde significative développée par

2) La méthode du spectre d'ondes développée par Pierson, Neumann et James et selon les auteurs, méthode dite P.N.J. Les méthodes de Pierson et MOSKOWITZ(P.M) et de Darbyshire entrent aussi dans cette catégorie.

Nous ne présentons pas ces méthodes assez longues à décrire et peu utilisées en pratique.

La vitesse de propagation des vagues peut être évaluée approximativement par la formule de Gaillard :

$$V = 1.5 + 2h \quad 4-5$$

V = vitesse de propagation des vagues en m/s.

h = hauteur des vagues en m

Pour tenir compte de l'effet de projection des vagues vers le haut du parement amont, on calcul $\frac{V^2}{2g}$ qui correspond à l'énergie cinétique.

On obtient ainsi comme revanche libre minimum :

$$R = 0.75 h + \frac{V^2}{2g} \quad 4-6$$

La revanche libre peut être aussi obtenue directement par la formule simplifiée :

$$R = 1 + 0.3\sqrt{F} \quad 4-7$$

R = revanche libre en m

R = fetch en km

Pour le cas de cette digue qui n'est pas une digue de retenue mais une digue qui longe le marigot, le fetch est inférieur à 1 km sauf au niveau de la jonction du marigot avec le fleuve, c'est-à-dire au niveau de la corniche.

Avec un fetch d'un kilomètre on calcul la hauteur des vagues pour plusieurs vitesse de vent, avec la formule (4-3) de MOLITOR la vitesse de propagation de vagues est estimée avec la formule (4-5) de Gaillard et la revanche est calculée avec la première formule (4-1) donnée plus haut.

Les résultats sont consignés dans le tableau suivant.

U	H	V	R
20	0.643	2.786	0.870
30	0.675	2.85	0.912
40	0.702	2.904	0.948
50	0.727	2.954	0.982
60	0.749	2.998	1.011
70	0.768	3.036	1.036
80	0.787	3.074	1.063
90	0.80	3.1	1.08
100	0.82	3.14	1.12

U = Vitesse du vent en km /h

H = Hauteur des vagues en m

V = Vitesse du vent en km/h

R = Revanche libre en m.

Donc pour des vitesses allant de 20 à 100 km/h ; les revanches varient entre 0.870 mètre et 1.12 mètres.

La revanche doit également permettre de compenser les tassements à long terme. Les tassements calculés sont l'ordre de 20 cm. Mais on sait également que les tassement réels sont en général supérieurs aux tassement calculés. On peut donc tabler sur un tassement réel de l'ordre de 30 cm.

La revanche permet également de tenir compte d'une montée accidentelle du niveau des eaux et constitue également une sécurité pour les imprécisions éventuelles dans la détermination de la côte de projet. En considérant tous ces facteurs, nous prenons une revanche de 1,2 m qui est le minimum exigé.

Avec une telle revanche et une côte de la crue de projet de 1.60 m on obtient.

$$H = h+R = 1.60+1.2 = 2.80 \text{ m}$$

H = côte de la crête de la digue au dessus de zéro IGN

h = côte de la crue de projet en mètre

R = Revanche libre en mètre

5-1-3-1-2 largeur en crête

La largeur en crête d'un barrage doit être suffisamment large pour permettre la circulation des engins pour la finition de l'ouvrage et ultérieurement pour son entretien . Elle doit aussi empêcher la circulation de l'eau dans l'ouvrage près de la crête. Il existe des formules permettant de la calculer en fonction de la hauteur du barrage.

On peut citer :

La formule de KNAPPEN

$$Lc = 1.65 \cdot \sqrt{H} \quad 4-6$$

Lc en mètre

H en mètre

PREECE : $Lc = 1.1\sqrt{H} + 1 \quad 4-7$

Autre formule : $Lc = 3.6 \sqrt[3]{H} - 3 \quad 4-8$

Pour les ouvrages ayant une hauteur supérieure à 9 mètres, on prend souvent le tiers (1/3) de la hauteur.

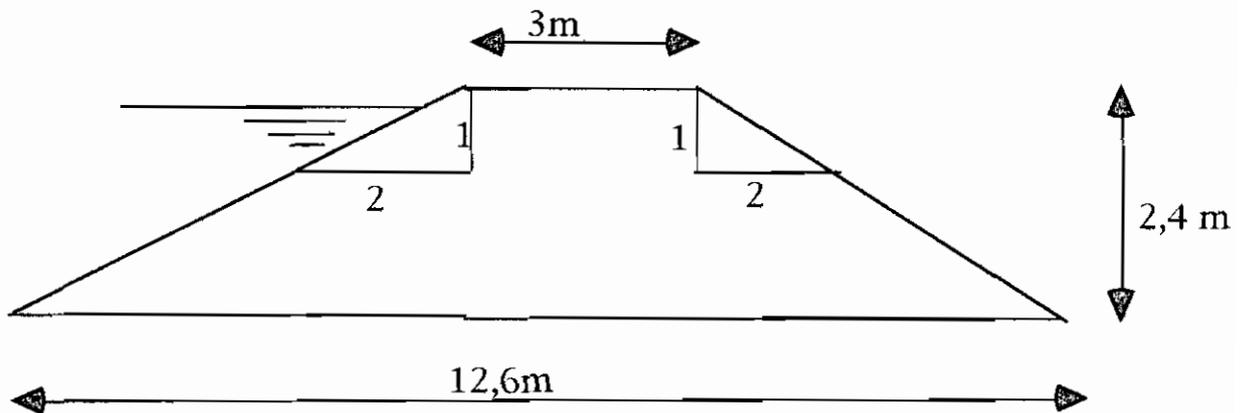
Pour cette digue, du moment qu'il s'agit d'un petit ouvrage on prend la largeur en crête minimale exigée à savoir 3 mètres.

5-1-3-1-3 Pente des talus

La pente des talus du barrage permet d'assurer sa stabilité mécanique. La pente dépend de la nature du matériau, surtout de sa cohésion. Le tableau suivant , tiré de (Technique des barrages en aménagement rural), propose des pentes pour les talus amont et aval en fonction des types de barrages.

Hauteur du Barrage (m)	Type de barrage		Pente des talus	
			Amont	Aval
Inférieur à 5 m	* Homogène		1/2.5	1/2
	* Homogène A Zone		1/2	1/2
5 à 10 m	* Homogène, granulométrie		1/2	1/2
	étendue			
	* Homogène à fort pourcentage		1/2.5	1/2.5
	d'argile			
	* A Zones		1/2	1/2.5
10 à 20 m	* Homogène, granulométrie		1/2.5	1/2.5
	étendue			
	* Homogène à fort pourcentage		1/3	1/2.5
	d'argile			
	* A Zone		1/2	1/3

Le tableau suggère , avec un barrage homogène de 5 m , une pente amont de 1/2,5 et une pente avale de 1/2 . Mais , dans un soucis d' économie de matériaux , nous prenons une pente de 1/2 aussi bien pour le talus amont qu' aval . Le calcul de stabilité permettra de savoir si cette pente est adéquate ou pas , elle sera alors maintenue ou changée .

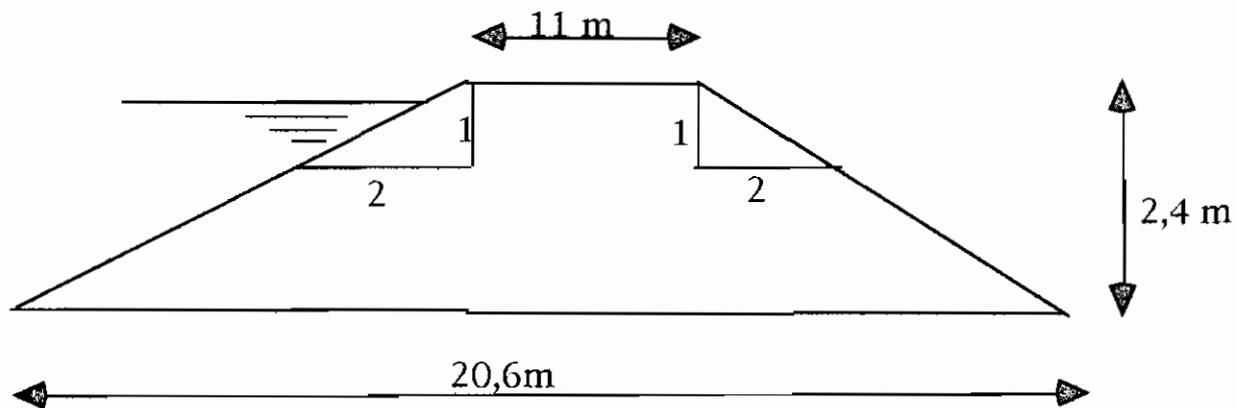


5-1.3.2 Digue route

La revanche et les pentes des talus restent inchangées. Ce qui correspond toujours à une côte de 2.8 m de la digue et des pentes de $1/2.5$ et $1/2$.

5-1-3-2-1 Largeur en crête

La largeur en crête est conditionnée par le dimensionnement géométrique de la route. Nous choisissons une chaussée de 7 m c'est-à-dire deux voies de 3.5 m chacune. Pour les accotements, nous choisissons des accotements de 2 m pour permettre aux camions en détresse de stationner d'urgence sans pour autant gêner la circulation. Ce qui donne une largeur en crête de 11 m.



5-1.4 Protection des talus

Le ruissellement de l'eau de pluie peut causer l'érosion du barrage. Les renards provoqués par les infiltrations peuvent également provoquer des dommages. par érosion progressive .

Enfin l'agressivité des vagues sur le talus amont est souvent source de problème. Tout ceci rend nécessaire la protection du barrage.

5-1.4.1 Protection amont

Le talus amont doit être protégé contre le batillage.

Il existe plusieurs types de protection.

5-1.4.1.1 Enrochement en vrac

C'est la solution que nous retenons autant pour la digue route que pour la digue simple. Cette protection permet d'éviter l'érosion des matériaux terreux sous l'action des vagues, qui peut atteindre plus d'un mètre d'épaisseur en quelques années pour les barrages non protégés.

a) Dimension de l'enrochement et des blocs

L'épaisseur minimale de la couche d'enrochement peut être évaluée par la relation suivante utilisée par la "TENNESSEE VALLEY AUTHORITY" (TVA)

$$e = CV^2$$

V = vitesse des vagues calculée selon la formule de Gaillard

C = coefficient dépendant de la pente du talus et du poids spécifique de l'enrochement utilisé

e = épaisseur minimale de la couche d'enrochement en m.

Le tableau suivant, tiré de TECHNIQUE DES BARRAGES EN TERRE EN AMÉNAGEMENT RURAL, donne la valeur de c.

tableau 4-2

valeur de c pour différents poids spécifiques

pente des talus	$\gamma = 2,5$	$\gamma = 2,65$	$\gamma = 2,80$
1/12	0,024	0,022	0,020
1/4	0,027	0,024	0,022
1/3	0,028	0,025	0,023
1/2	0,031	0,028	0,026
1/1,5	0,036	0,032	0,030
1/1	0,047	0,041	0,038

Les enrochements étant constitués d'éléments tels que 50% de l'enrochement soit constitué de blocs d'un poids égal ou supérieur au poids calculé par la formule :

$$P = 0.52 e^3$$

P est donné en tonnes quand e est en mètres.

Le tableau suivant utilisé par les ingénieurs de l'U.S. Army Corps of Engineers, donne l'épaisseur minimum de la couche d'enrochements ainsi que les dimensions minimales des blocs en fonction de la hauteur des vagues.

Tableau 4-3
épaisseur minimale de la couche d' enrochement

Hauteur des vagues (m)	Épaisseur minima de la couche d'enrochement (m)	D50 minimum (m)
0 à 0,3	0,3	0,2
0,3 à 0,6	0,4	0,25
0,6 à 1,2	0,45	0,30
1,2 à 1,80	0,55	0,40
1,80 à 2,40	0,70	0,45
2,40 à 3,00	0,80	0,55

En utilisant ce tableau et le tableau 4.1, nous choisissons une épaisseur $e = 45$ cm pour la digue simple (côté corniche) et $e = 40$ cm pour la digue route., car la hauteur des vagues est plus faible du côté de la digue route .

Pour les dimensions des blocs ; nous proposons des éléments tels que 50% des pierres aient un diamètre supérieur à 20 cm, les éléments les plus petits n'ayant pas un diamètre inférieur à 10 cm.

b) Matériau constituant l'enrochement

Les enrochements doivent être constitués d'un matériau dur ; non fragile et non altérable avec le temps par l'eau.

Les meilleurs matériaux sont en principe les roches cristallines comme les basaltes et certains granites. Les calcaires durs peuvent être également utilisés. Les roches métamorphiques comme les schistes doivent être évitées.

Les roches en feuillets qui se débitent (schistes, certains calcaires) sont également à éviter du fait de leur altérabilité.

Nous proposons dans ce projet l'utilisateur du silex de Taïba qui provient du minerai phosphaté.

* Pétrographie

Il se présente généralement sous la forme de blocs à cœur sombre et à cortex blanc. C'est le cœur qui est souvent présent.

* Minéralogie

Il est composé de :

- 30 à 40% d'opale
- 60 à 70% de calcédoine.

Les essais mécaniques ont été réalisés sur les granulats de silexite, calcaire et grès à l'IST dans le cadre d'un mémoire.

Il s'agit de l'essai de dureté Los Angeles et de l'essai de dureté Deval.

- Essai du dureté Los Angeles

Permet de mesurer la résistance au choc et à l'usure par frottement des granulats. plus un matériau est dur, plus son coefficient Los Angeles est faible.

Les résultats (tableau 4.4) attestent d'une grande dureté du silex.

- Essai de dureté DEVAL standard

Permet de mesurer la résistance à l'usure progressive. La dureté est une fonction croissante du coefficient DEVAL. Les résultats (Tableau 4.4) montrent que le silex est un matériau très dur.

Le tableau 4.4 donne également la masse volumique réelle, c'est-à-dire sans les vides entre les particules.

Tableau 4.4 Essai de dureté (LOS ANGELES ET DEVAL) sur le silex

granulats paramètres	silex		calcaire		grés	
	8/16	16/31,5	5/16	16/31,5	5/16	16/15
los angeles dureté	9		22		32	
deval standard	22		12		6T 15 C	
masse volumique réelle (g/cm)	2,61	2,64	2,59	2,6	2,57	2,68

T = Tendre

C = Compact

C °) FILTRE

Les enrochements doivent reposer sur un filtre pour empêcher la migration du matériau de remblai qui pollue ainsi les enrochements. Les filtres sont constitués de couches successives dont la granulométrie est de plus en plus fine dans le sens de l'écoulement de l'eau. Pour éviter que les éléments du filtre ne soient entraînés ou colmatés, le matériau filtre doit satisfaire à certains critères.

D'après TERZAGHI, les conditions à respecter sont :

Granulométrie étroite :
$$5 \leq \frac{F_{50}}{S_{50}} \leq 10$$

Granulométrie étendue :

$$\frac{F_{15}}{S_{85}} \leq 4 \quad \text{ou} \quad 5$$

$$\frac{F_{15}}{S_{15}} \geq 4 \quad \text{ou} \quad 5$$

avec F_x = dimensions des grains du filtre

S_x = dimensions des grains du matériau de base.

* fuseau granulométrique du banco coquillage et du filtre

le fuseau est constitué avec les courbes granulométriques des cinq sondages (Pk 208 D 1 , Pk 208 F 6 , Pk 208 S1 , Pk208 E 1)

TAMIS		POURCENTAGE DE PASSANT	
n° où p°	mm	banco	filtre
3"		100	100
2"	50	100	100
1 1/2"	37,5	97 - 100	100
1"	25	92 - 100	100
3/4"	19	85 - 100	100
1/2"	13	72 - 100	100
3/8"	9,5	70 - 100	100 - 90
#4	4,75	63 - 100	80 - 70
#10	2	59 - 98	60 - 10
#20	0,85	56 - 98	10 - 5
#40	0,425	54 - 88	8 - 4
#60	0,25	36 - 79	7 - 3
#140	0,106	7 - 40	6 - 2
#200	0,075	6 - 28	5 - 1
	0,046	1-26	
	0,02	1-25	
	0,01	1-24	
	0,005	1-23	
	0,001	1-222	

à partir du fuseau granulométrique du banco (voir courbe) , nous constatons que la granulométrie est étendue ($C_u = 27$) . Donc on applique la deuxième condition .

on a:

$$(S_{85})_{\min} = 0,45\text{mm} \Rightarrow (F_{15})_{\max} = 5 * 0,45 = 2,25\text{mm}$$

$$(S_{15})_{\max} = 0,13\text{mm} \Rightarrow (F_{15})_{\min} = 5 * 0,13 = 0,65\text{mm}$$

$$\Rightarrow 0,65\text{mm} \leq F_{15} \leq 2,25\text{mm}$$

on doit aussi avoir :

$$\frac{F_{60}}{F_{10}} \leq 2$$

C'est avec ces conditions que nous proposons le fuseau du filtre (sable) ci- dessus.
Le sable a une granulométrie étroite , donc pour le gravier qui doit le filtrer , on doit avoir :

$$5 \leq \frac{F_{50}}{S_{50}} \leq 10$$

on a : $2 \leq S_{50} \leq 4,75mm \Rightarrow 10 \leq F_{50} \leq 20mm$

donc un 16/25 sera adéquat

* épaisseur

Chaque couche doit également avoir une épaisseur minimale de 20 à 30 cm. Elle doit toujours avoir une épaisseur supérieure ou égale à 50 fois le diamètre F₁₅.

soit $50 * 2,25 = 12$ cm pour le sable. Finalement nous proposons d' utiliser successivement en dessous des enrochements :

- une couche 20 cm d'épaisseur pour le gravier
- une couche de 20 cm d'épaisseur pour le sable

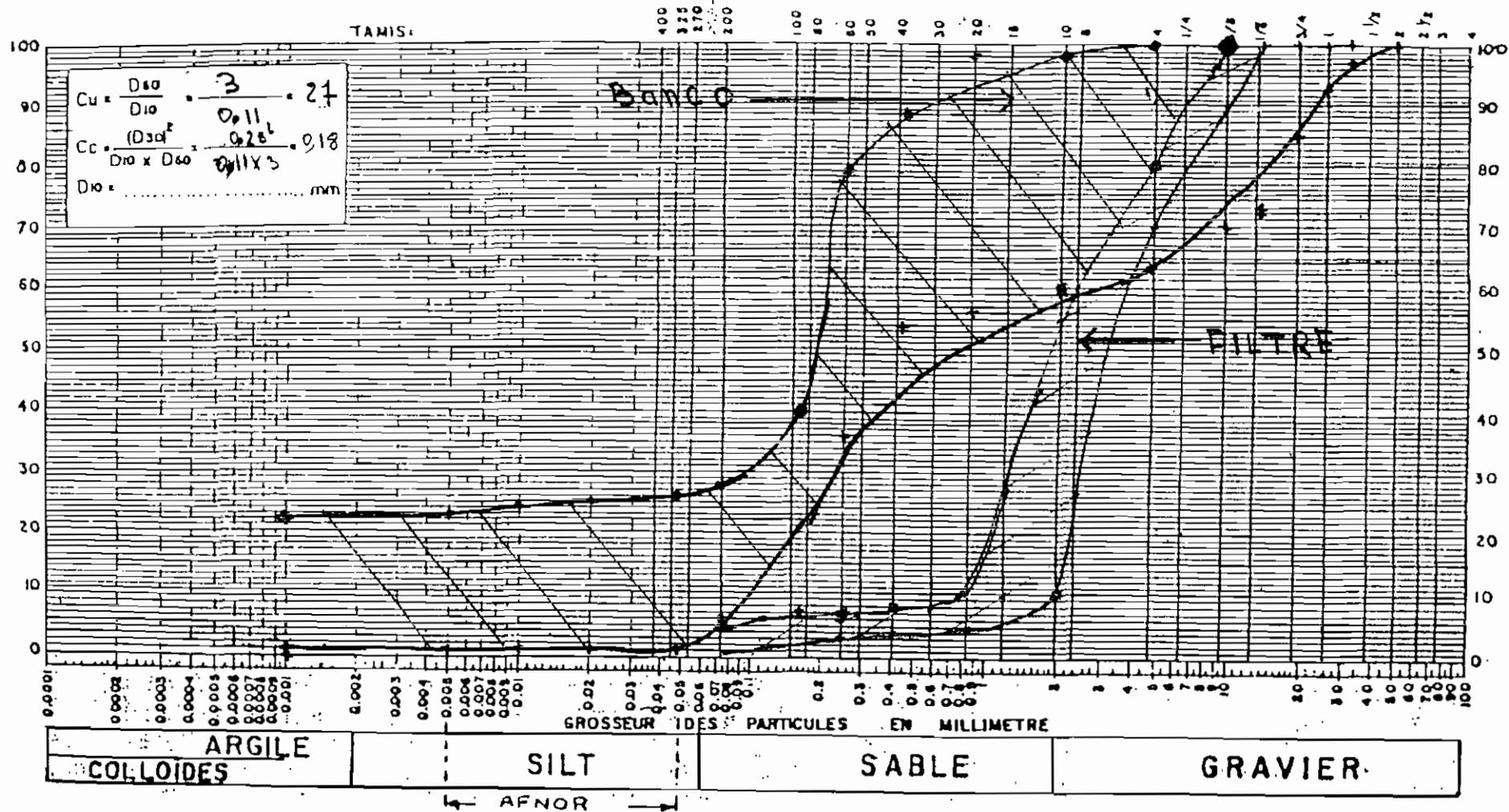
Il existe aussi des tapis de feutre de fibres géotextiles (non tissées) qui permettent de réaliser des filtres faciles à mettre en place, mais c'est une solution très coûteuse.



DATE PSL

ECHANTILLON NO. _____

COURBE GRANULOMETRIQUE



Description : _____
Remarques : _____

5.1.4.1.2 Perré rangé à la main

Les perrés rangés à la main peuvent également constituer une solution de recharge économique. Les pierres qui sont de dimension réduite sont disposées à la main comme dans le cas de l'enrochement en vrac. Les couches de graviers de sable décrites plus haut servent de filtre. Pour éviter le glissement des perrés ; on réalise une butée inférieure.

5-1.4.2 Le talus aval et la crête

Le talus aval et la crête doivent également être protégés contre l'érosion due au ruissellement. Nous proposons une couche de graveleux latéritique de 20 cm compacté. Outre sa granulométrie qui lui confère une plus grande résistance au cisaillement comparé au banco, il peut, grâce à l'humidité et la chaleur, devenir une croûte protectrice résistance.

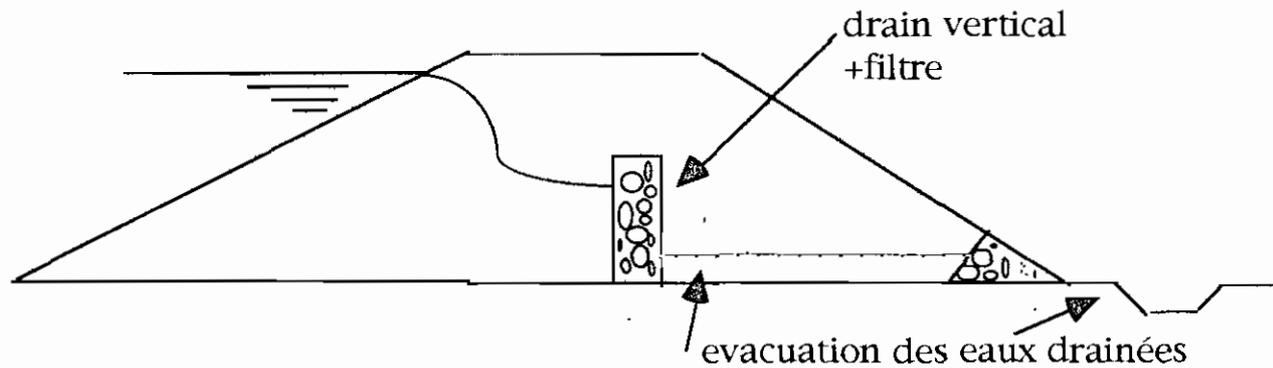
L'enherbement peut être une solution de recharge, mais pendant la saison sèche, on doit veiller à ce qu'il ne soit pas détruit. Il faudrait également éviter que les animaux attirés par l'herbe le détruisent.

5-2 Infiltration dans le massif et la fondation

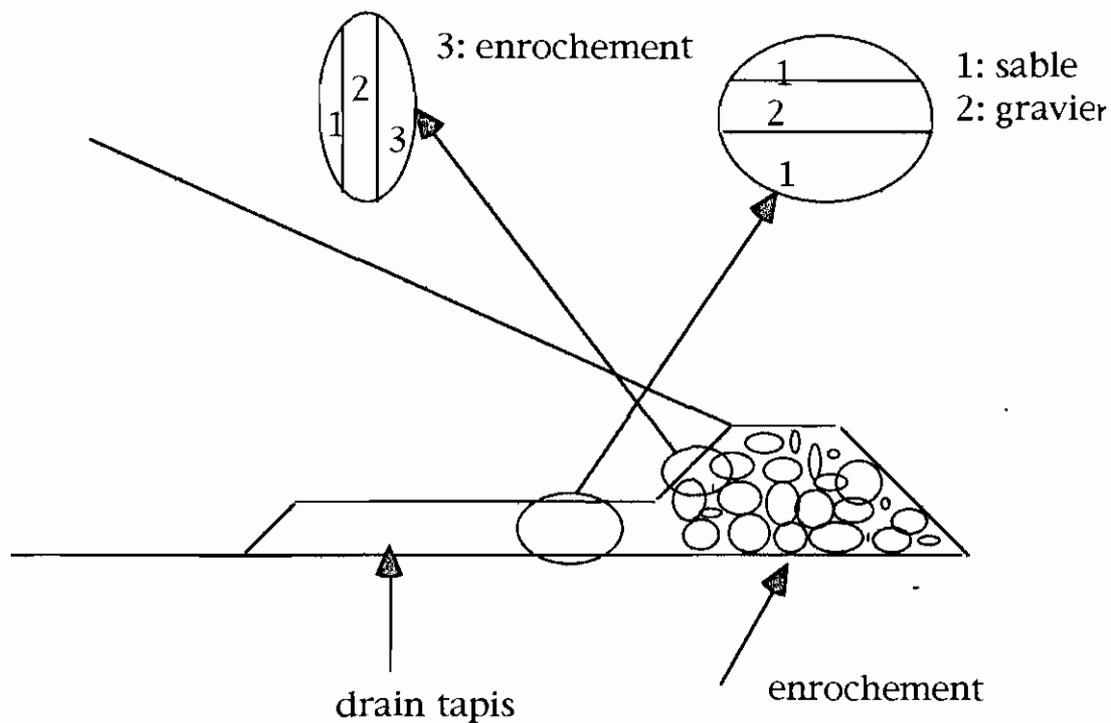
Un barrage en terre n'est jamais complètement étanche et l'eau s'infiltré à travers le barrage et les fondations. Cela peut entraîner, lorsque les infiltrations sont importantes et le barrage non ou mal drainé, un phénomène de renard qui à terme peut causer la ruine de l'ouvrage.

5.2.1 Drain

Les drains ont pour rôle de rabattre la ligne phréatique dans le barrage. Ils interceptent et évacuent les infiltrations. Il existe des drains tapis (horizontaux) et des drains verticaux.

a) Drain Vertical

Le drain vertical peut être très efficace pour intercepter les infiltrations dans le barrage. Il doit être constitué d'un matériau perméable (Gravier) placé au centre de la digue avec un filtre. Son épaisseur doit être au moins d'1 mètre. Une hauteur de 1,5 m peut être adéquate. Pour sa réalisation, on peut creuser un tranché dans le massif comporté que l'on remplit alors de gravier. Ceci peut entraîner une perte de compacité dans les couches déjà compactées. Pour cette raison nous lui préférons le drain tapis.

b) Drain Tapis

Il est le plus courant. Il est déposé horizontalement et s'étend sur 1/4 à 1/3 de l'emprise du barrage. La base varie avec la hauteur du remblai . avec une section moyenne de 2,3 m de hauteur on a :

- digue simple

$$L = 3 + 4 * 2,4 = 12,6 \text{ m}$$

$$L / 3 = 4,2 \text{ m}$$

on prend $l = 4 \text{ m}$

- digue route

$$L = 11 + 4 * 2,4 = 20,6 \text{ m}, 2,3(2,5 + 2) = 21,35$$

$$L / 4 = 5,14 \text{ m}$$

on prend $l = 6 \text{ m}$

Le drain est constitué d'un matériau perméable (Gravier). Il doit reposer sur un filtre remplissant les conditions déjà citées. Ainsi on disposera successivement une couche de sable, de gravier et des enrochements. Voir figure :

* épaisseur du drain.

en appliquant la loi de DARCY au niveau du drain , on obtient :

$$e = \sqrt{q * l / k}$$

La formule fait intervenir le débit de fuite q . Nous calculerons donc l'épaisseur du drain après avoir calculé le débit de fuite; mais nous retenons provisoirement une épaisseur de 20 cm. Le filtre (sable) aura une épaisseur de 20 cm. Les enrochements auront une épaisseur de 40 cm et une hauteur de 60 cm. Voir figure de la page précédente

5-2.2 MODÉLISATION DU RÉSEAU D'ÉCOULEMENT

Le tracé des équipotentiels et des lignes de courant permet de déterminer le réseau d'écoulement et une estimation du débit de fuite dans le barrage et la fondation. L'écoulement est régi par la loi de Darcy $V = Ki$

V = Vitesse d'écoulement de l'eau en m/s

K = coefficient de perméabilité de Darcy en m/s

i = gradient hydraulique de l'infiltration.

Il existe plusieurs méthodes pour déterminer les équipotentiels :

Le calcul numérique par ordinateur, le modèle électrique et la méthode graphique.

Nous utilisons la méthode graphique.

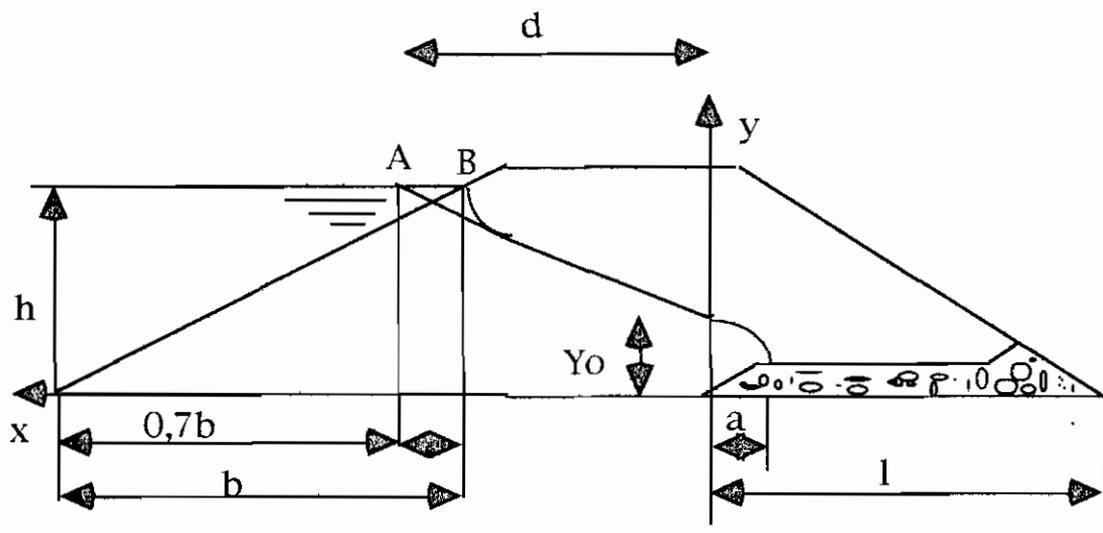
a) Tracé de la ligne de saturation

Dans le cas d'un barrage en terre homogène drainé, KOZENY a montré que la ligne de saturation peut être assimilée dans sa partie médiane à une parabole d'axe horizontale dont le foyer se trouve à l'extrémité amont du drain. La parabole coupe le plan d'eau amont en un point A situé à une distance horizontale de ce parement $AB = 0.3b$ (Voir figure)

Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de Kozeny on raccorde celle-ci au point B du plan d'eau amont par une courbe normale au parement amont en B et tangente à la parabole.

La parabole a pour équation : $y^2 - y_0^2 - xy_0 = 0$

Avec d étant la largeur en base du barrage diminuée de $(0.7 b+l)$ et b étant la projection horizontale de la partie mouillée du parement amont.



- digue simple (côté corniche)

Pour une section moyenne de hauteur 2,4 m

$h = 1,20$ m (niveau des eaux)

$L = 12,6$ m

$l = 4$ m

$B = 1.1 \times 2.5 = 2,75$ m

$d = 12,6 - 4 - 0,7 \times 2,4 = 6,92$ m

$$y_0 = \sqrt{6,92^2 + 1,1^2} - 6,92 = 0,103 \text{ m}$$

x	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4	5
y	0,56	0,64	0,72	0,79	0,85	0,91	0,96	1,06

Digue Route

$$L = 20,6 \text{ m}$$

$$l = 6 \text{ m}$$

$$b = 1,1 * 2,5 = 2,75 \text{ m}$$

$$d = 21,06 - 6 - 2,4$$

$$y_0 = \sqrt{1,1^2 + 12,2^2} - 12,2 = 0,059 \text{ m}$$

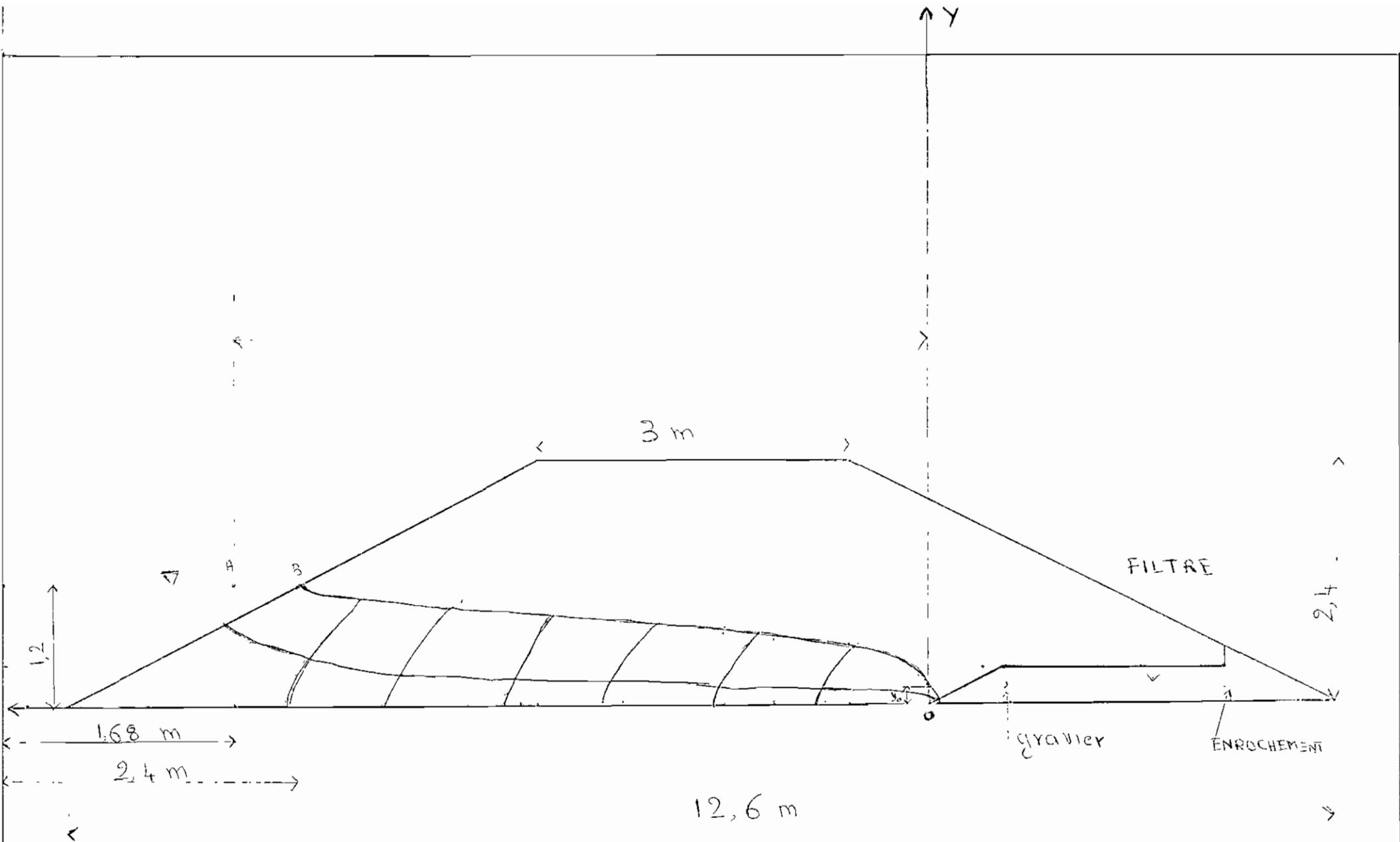
x	1	2	3	4	5	6	7	8
y	0,42	0,54	0,64	0,73	0,81	0,88	0,94	0,88

b) Équipotentielles et ligne de courant

Une fois la ligne phréatique tracée ; les équipotentielles peuvent être tracées de la manière suivante.

- le parement amont est une équipotentielle
- la ligne phréatique ainsi que le contact avec la fondation imperméable (argile) sont des lignes de courant,
- la pression hydraulique étant nulle le long de la ligne phréatique, le potentiel en un point de cette ligne est dû uniquement à la cote de ce point. On construit un certain nombre de points de potentiel, c'est à dire de cotes régulièrement décroissantes le long de la ligne phréatique. A partir de ces points on trace les éléments de courbes se raccordant orthogonalement à la ligne phréatique en ces points et à la ligne de contact avec les fondations imperméables. Ces courbes constituent le réseau d'équipotentielles. Les lignes de courant leur sont orthogonales. (voir figure)

5-2.3 Calcul du débit de fuite



Reseau d'ecoulement

a) Dans le massif

Le débit se calcule avec la loi de Darcy

$$\text{on a : } Q = VA = KIA$$

Avec un écoulement parabolique, la section A de largeur unitaire est mesurée par l'ordonnée Y de la ligne phréatique. Le gradient hydraulique est donnée par la pente dy/dx ; ce qui donne $q = k_r * dy/dx * y$

après intégration , on trouve

$$y^2 = 2q * x / k_r + y_0^2$$

avec l'équation de KOZENY $y^2 - y_0^2 - xy_0 = 0$

on identifie $q / k_r = y_0$

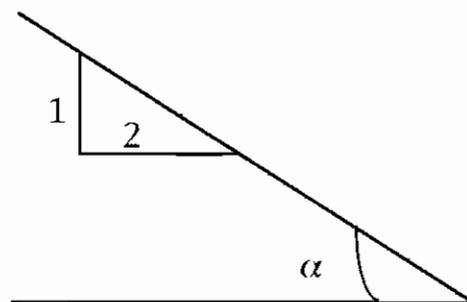
ce qui donne

$$\rightarrow q = k_r y_0$$

$$30^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ \Rightarrow q = k_r \left[\sqrt{d^2 + h^2} - d \right]$$

$$\alpha \leq 30^\circ \Rightarrow q = k_r * y_1 \sin^2 \alpha$$

$$y_1 = \sqrt{h^2 + d^2} - \sqrt{d^2 - h^2 \cot^2 \alpha}$$

- digue simple

$$\text{On a : } \alpha = \arctg(1/2) = 26,56^\circ$$

avec la deuxième formule , nous calculons le débit de fuite pour différentes hauteurs du plan d'eau. Avec une section moyenne de hauteur 2.4 m. $K_r = 10^{-6}$ m/s

. h (m)	0.8	0.9	1	1.1	1.2	1.3	1,4
d (m)	7.48	7,34	7,20	7,06	6,92	6,78	6,64
Y.(m)	0.13	0,17	0,21	0,26	0,31	0,38	0,45
q(m ³ /m.s) (10 ⁶)	0,06	0,67	0,9	0,12	0,14	0,17	0,20

Ces hauteurs correspondent à des côtes allant de 1.20 à 1.80 m I.G.N le débit correspondant au niveau maximum des eaux (1.60 IGN) est de 0.14×10^{-6} m³/m p.s c'est à dire environ 12 litre par mètre linéaire de barrage et par jour. Donc le débit de fuite est négligeable ce qui rassure par rapport au choix fait sur le barrage homogène avec drain de pied .

- digue route

	0.8	0.9	1	1.1	1.2	1,3	1,4
h (m)							
d (m)	13.48	13.34	13.20	13.06	12,92	12,78	12,64
Y ₁ (m)	0.07	0.09	0.11	0.14	0,17	0,20	0,23
q (m ³ /mp. s)*10 ⁶	0.03	0.04	0,05	0,06	0,7	0,09	0,10

Les débits sont plus faibles avec une valeur de 0.7×10^{-6} m³/mp.s correspondant à une côte de 1.60 m (IGN) du plan d'eau. Ce qui dissipe les craintes sur le débit de fuite.

Vérification de l'épaisseur du drain e :

$$e = 2\sqrt{q \cdot l / k}$$

$k = 10^{-2}$ m/s (gravier)

* digue simple

$l = 4 \text{ m}$ ce qui donne $e = 2\sqrt{0,7*10^{-6}*4/10^{-2}} = 0,03\text{m}$

l'épaisseur choisie (20 cm) est largement suffisante. on ne vérifie pas pour la digue route du moment que les débits à drainer sont plus faibles.

Stabilité par rapport au renard

Le phénomène de renard apparaît dès que le gradient hydraulique i atteint ou dépasse la valeur critique $\gamma_i \div \gamma_w$. Pour l'écoulement parabolique on a : $i = dy/dx$ avec l'équation de la parabole de KOZENY on a : $y^2 - y_0^2 - xy_0 = 0$

$$\rightarrow 2y * dy / dx - 2y_0 = 0$$

$$\rightarrow dy / dx = y_0 / y = i$$

- digue simple :

X	1	2	3	4
Y	0.56	0.72	0.85	0.96
i	0.18	0.14	0.12	0.11

équation : On a : $\frac{\gamma_i}{\gamma_w} \} 1 \} i$

Donc il n'y a pas risque d'apparition de renard .

La digue route ayant une base plus large donc moins sensible au phénomène est a fortiori stable par rapport au renard.

b)FONDATION

1° parafouille

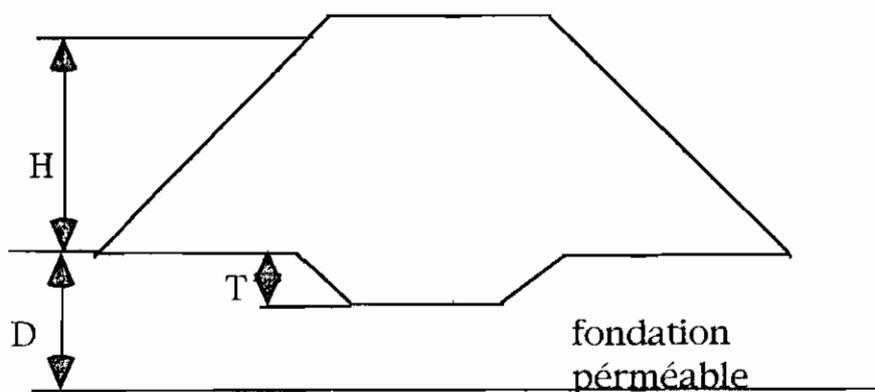
Pour résoudre le problème de l'infiltration au niveau de la fondation, une parafouille sera réalisée dans les zones sableuses. Nous retenons une profondeur de parafouille de 1 mètre et nous calculons le débit de fuite correspond . la parafouille aura , une

largeur de base de 3 m pour permettre la circulation des engins et une pente de 1/2 pour éviter les éboulements .

Sondages	Me1 à Me6	Me17- Me19	Dj35-Dj39	Dj53-Dj57	Dj58-Dj60
Tronçons	Pk0+000 PK0+761	à Pk1+821 Pk1+941	Pk3+540 Pk3+940	Pk5+340 Pk5+740	Pk5+840 Pk6+040
Longueurs	761m	120	400	400	200

2° debit de fuite

Pour un barrage homogène avec un massif relativement imperméable par rapport à la fondation , le débit de fuite peut être estimer grossièrement dans la fondation perméable à l' aide de la formule de DARCY . La longueur moyenne de la ligne de courant est celle de ligne de contact du corps de digue avec la fondation plus perméable.



H = hauteur de l' eau

D= épaisseur de la couche perméable

T= profondeur de la parafouille

S= longueur mouillée de la couche de fondation

$S = (T - F)$

$$q = S * K_H * \frac{H}{L} = K_H \frac{H(D - T)}{L}$$

pour la digue simple où le débit de fuite est plus critique car étant moins large . on a:

H= 1,2 m

D = 2 m

T=1 m

L= 13,07 m

$$\Rightarrow q = 10^{-4} * \frac{1,2(2 - 1)}{13,07} = 9 * 10^{-6} \frac{m^3}{ml * s}$$

le débit de fuite est négligeable . Le gradient moyen $H/L = 0,09$ n' est pas critique , donc on conserve la profondeur de 1 m

5-3 CALCUL DES TASSEMENTS

Le calcul -sinon la prévision des tassements- est une étape décisive dans le dimensionnement d'une digue en terre dans une zone à sols mous.

En effet le tassement est une déformation lente du sol sous le poids du remblai qui se traduit :

- au centre du remblai par un enfoncement vertical
- sous l'emprise du remblai ,par un enfoncement vertical combiné à un déplacement latéral du sol de fondation

-hors de l'emprise du remblai , par un déplacement latéral de sol de fondation jusqu'à une distance fonction de l'épaisseur de sol compressible

Compte tenu de la dimension de base de la digue ,les tassements seront calculés selon l'hypothèse unidimensionnelle.

La déformation du massif de fondation sera la somme de trois types de déformation

- La déformation instantanée
- La déformation par consolidation primaire
- la déformation par consolidation secondaire

L'importance de chacun de ces types de déformation varie beaucoup suivant le genre de sol. Ainsi:

-pour les sables et les graviers la déformation instantané est prépondérante tout en restant faible (quelques mm) et les déformation par consolidation primaire et secondaire sont négligeables

-pour les argiles , les déformations par consolidation primaire sont prépondérantes et les déformations instantanées sont négligeables.

Le tassement sera donné par la formule suivante:

$$\Delta H = H * \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

$$e_0 = G_s * \frac{\gamma_w}{\gamma} (1 + \gamma) - 1 \quad \text{indice des vides}$$

soit:

σ'_{vo} contraintes dues au poids des terres

$\Delta\sigma'_v$ augmentation des contraintes externes

σ'_p : contrainte de pré consolidation

a) lorsque $\sigma'_{vo} < \sigma'_p$ et $\sigma'_{vo} + \Delta\sigma'_v < \sigma'_p$ alors :

$$\Delta H = \frac{H}{1 + e_0} * C_r * \log \frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{vo}}$$

b) lorsque $\sigma'_{vo} < \sigma'_p$ et $\sigma'_{vo} + \Delta\sigma'_v > \sigma'_p$ alors :

$$\Delta H = \frac{H}{1 + e_0} (C_r * \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}} + C_c * \log \frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_p})$$

Tous les tassements sont calculés à l'aide de ces deux formules et les résultats sont consignés dans le tableau N° :

Les tassements les plus critiques tournent autour de 20 cm ; d'ailleurs la présence de la nappe qui est à 50cm et qui sera peut être à la surface dans les de fonctionnement aura un effet bénéfique sur les tassements. Néanmoins on peut prévoir un tassement à long terme de l'ordre de 30cm.

EXEMPLE DE CALCUL (Me 3)

$$\sigma'_{vo} = 18,84 * 1m = 18,84$$

$$\Delta\sigma'_v = 22 * 3,4 = 74,8 \quad (3,4 \text{ hauteur de la digue et profondeur de la parafouille})$$

$$\sigma'_p = 28$$

$$\Delta\sigma'_v + \sigma'_{vo} = 93,6 > 28 \text{ alors on applique la formule b}$$

le tassement sera de 6,6 cm à un mètre . Les résultats sont consignés dans les tableaux suivants.

NB: les tassements sont calculés à un mètre et à deux mètres de profondeur

5-4 ÉTUDE DE LA STABILITÉ

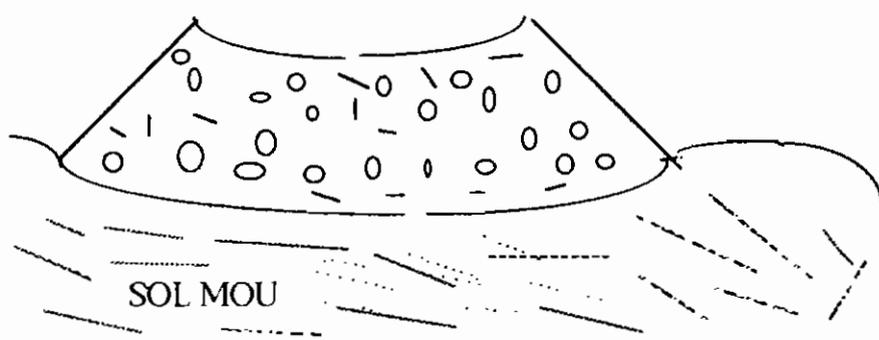
La mise en place d'un remblai sur sol mou entraîne une augmentation des contraintes au sein de ce sol. Si cet accroissement des contraintes dépassent un certain seuil critique qui dépend des caractéristiques mécaniques du sol , ce dernier

se rompt en cours de construction en provoquant un affaissement important et brutal du remblai.

Les ruptures observées prennent généralement deux formes :

- ruptures par poinçonnement
- ruptures circulaires

a) Ruptures par poinçonnement



Rupture du remblai par poinçonnement du sol de fondation

Le remblai s'affaisse dans son ensemble en pénétrant dans le sol support tandis que des bourrelets de terres se forment de part et d'autre des talus dûs au soulèvements du terrain naturel (cf fig).

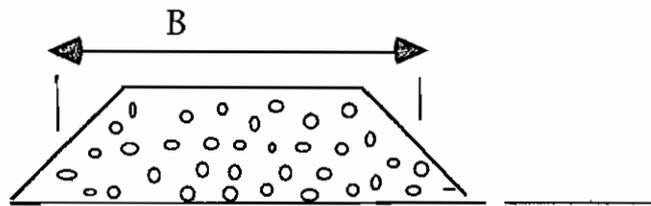
Plusieurs méthodes ont été développées pour calculer la stabilité au poinçonnement d'un sol mou comme de SAINT LOUIS. Chaque méthode conduit à une valeur du coefficient de sécurité qui , en règle générale , devra être supérieure ou égale à 1,5.

Matar et Salencon (1979) ont proposé une methode qui consiste à assimiler le remblai à une large fondation superficielle filante dont les bords seraient limités par le milieu de chacun des talus de remblai. En effet le calcul se fera avec les hypothèses suivantes:

- Sol de fondation monocouche d'épaisseur D
- Contrainte de cisaillement τ croissante avec la profondeur $\tau = \tau_o + gz$ (g pente de la droite).

Ainsi la capacité portante sera donnée par:

$$q_{\max} = \mu_c \tau_o \left(N'_c + \frac{gB}{4\tau_o} \right)$$



N'_c et μ_c sont donnés à l'abaque de la page suivante est la contrainte de cisaillement à la surface

Le facteur de sécurité FS sera donné par $F = \frac{q_{\max}}{\gamma_d H}$;

EXEMPLE DE CALCUL (Me 1)

$$g = \tan 20,7 = 0,37 \quad \tau_o = Cu + \sigma \tan \varphi = 30,3 \text{ KN/m}^2$$

$$B = 8\text{m} \text{ donc } g \cdot B / \tau_o = 0,1 \text{ et } N'_c = 8, \mu_c = 1$$

$$q_{\max} = 1 \cdot 30,3 \cdot \left(8 + \frac{0,1}{4} \right) = 243,15$$

$$FS = \frac{q_{\max}}{\gamma_d \cdot H} = \frac{243,15}{20 \cdot 2,4} = 5$$

Les résultats sont consignés dans les tableaux suivants :

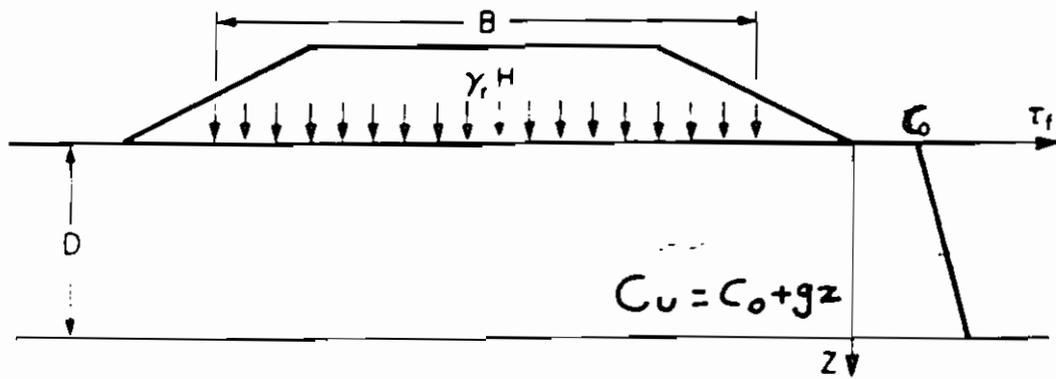


Fig. 71. Abaque de calcul de Matar et Salençon.

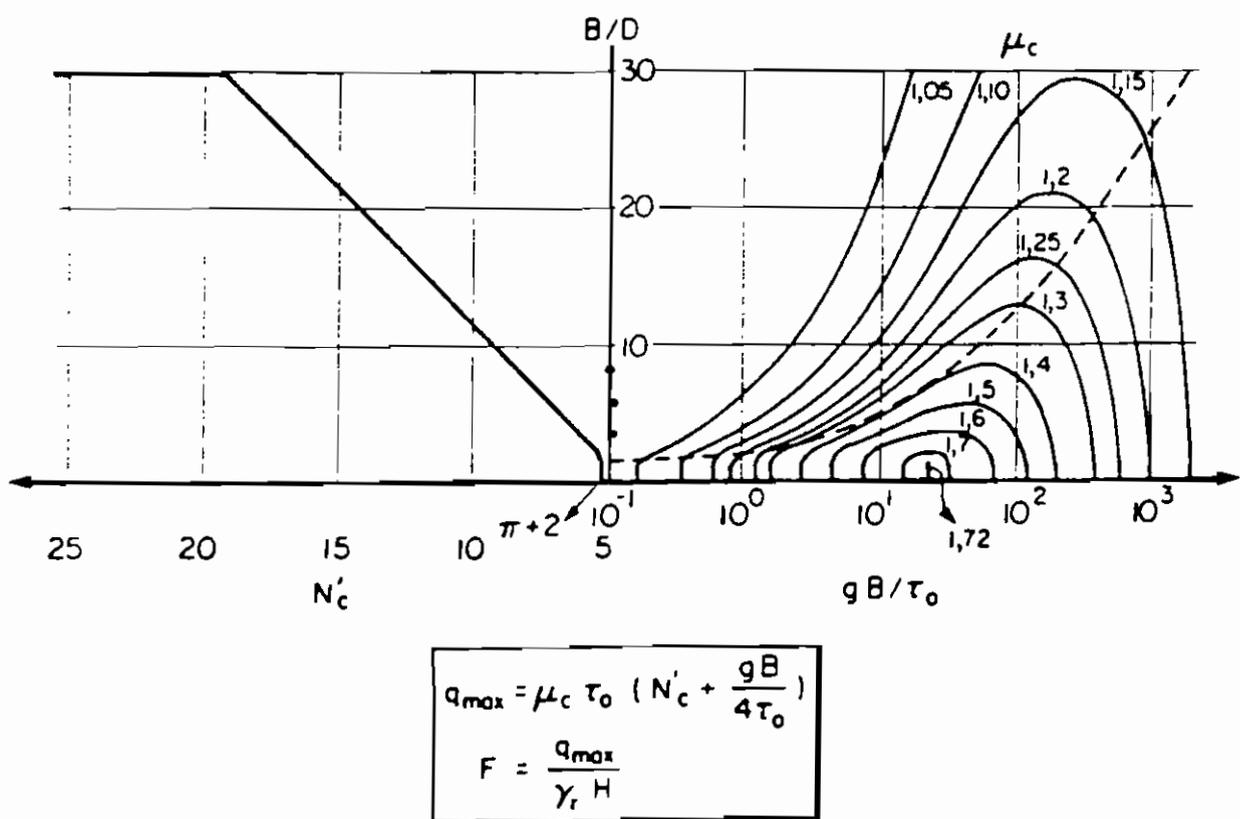
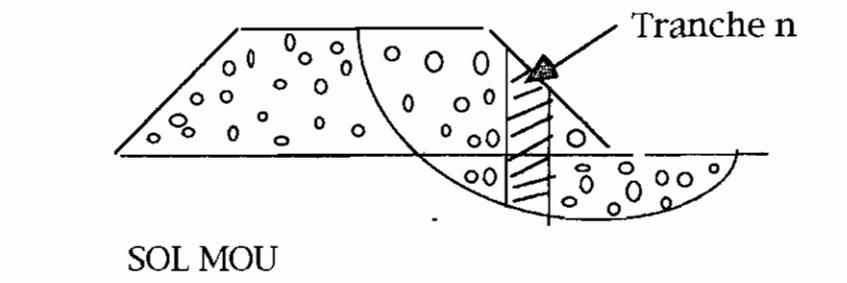


Fig. 72. Schématisation pour le calcul de stabilité au poinçonnement par la méthode de Matar et Salençon.

b) ÉTUDE DE LA STABILITÉ EN RUPTURE CIRCULAIRE

Ce type de rupture est le plus fréquent dans le domaine des remblais routiers en raison de la géométrie habituelle des remblais. L'étude de la stabilité d'une digue en terre est celle de la stabilité de son talus amont et de son talus aval sur sa fondation .

Pour des commodités de calcul ,on prend en général une surface cylindrique circulaire à axe horizontal qui apparaît comme un cercle de glissement dans une coupe verticale de la digue. Cette hypothèse de calcul est bien conforme à ce qu'on a pu observer sur les glissement de talus.



Nous allons faire le calcul par la méthode des tranches de BISHOP (1954) qui se prête bien à la prise en compte de matériaux différents (remblai , sol de fondation) et de caractéristiques variées.

D'après les abaques de PILOT et MOREAU (1973) on pourra trouver les facteurs de sécurité qui ne doivent en aucune manière être inférieurs à 1,5 pour tous les tronçons.

En calculant $N = \frac{\tau}{\gamma_d H}$ (H est la hauteur du remblai) et D/H ont lit

directement le facteur de sécurité sur les abaques de la page suivante.

Exemple de calcul (Me 1)

Pour D = 1 m D/H = 0,4

$$\tau = Cu + \sigma * \tan \varphi = 6,16 + (20 * 2,4 + 9,27 * 1) * \tan 10 = 16,25$$

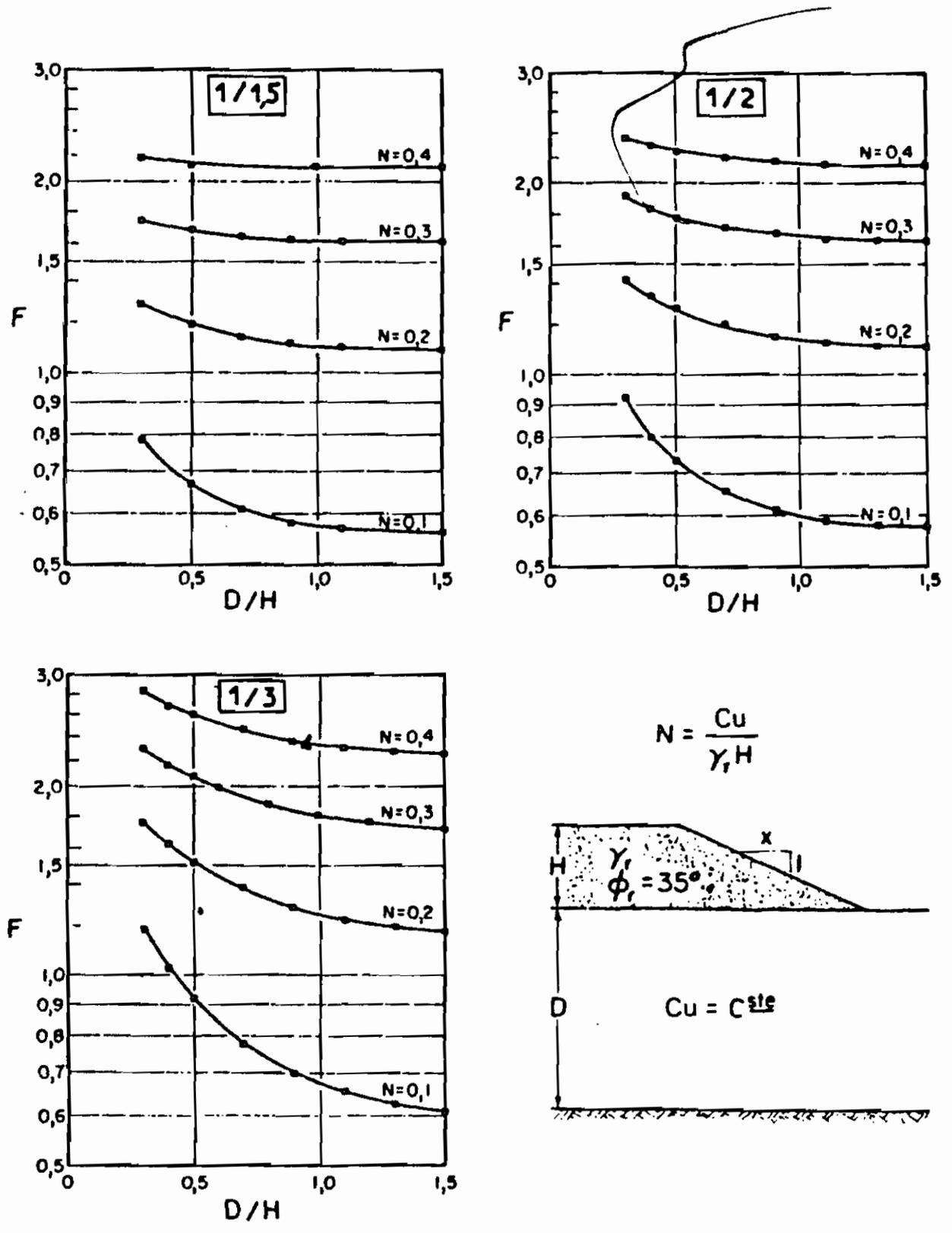


Fig. 75. Abaques de calcul du coefficient de sécurité en rupture circulaire (d'après Pilot et Moreau, 1974, Leroueil et alii, 1985).

$$N = \frac{\tau}{\gamma_d * H} = \frac{16,25}{20 * 2,4} = 0,3$$

Ainsi pour N=0,3 et D/H =0,4 alors FS =1,8 (pour le talus aval) et FS = 2 pour le talus amont

SONDAGE	Me-1	Me-2	Me-3	Me-4	Me-5	Me-6
FS poinçonnement	4	3,5	3,67	4,6	4	4
OBSERVAT°	stable	stable	stable	stable	stable	stable
FS CIRCULAIRE	2,8	2,5	2,8	3	2,8	1,8
OBSERVAT°	stable	stable	stable	stable	stable	stable
TASSEMENT	4,4* cm	6,1* cm	6,6* cm	6,5*cm	17,2cm	14,4 cm

SONDAGE	Me-7	Me-8	Me-9	Me-10	Me-11	Me-12
FS poinçonnement	5					3
OBSERVAT°	stable	instable	instable	instable	instable	stable
FS CIRCULAIRE	2,8	2,2	2,8	2,5	1,8	2,8
OBSERVAT°	stable	stable	stable	stable	stable	stable
TASSEMENT	4,6	7,2	2,6	2,2*	1,2	21,1

SONDAGE	Me-13	Me-14	Me-15	Me-16	Me-17	Me-18
FS poinçonnement	4	4	3,67	2,6	2,4	4
OBSERVAT°	stable	stable	stable	stable	stable	stable
FS CIRCULAIRE	2,8	2,3	2,5	2,7	2,8	3
OBSERVAT°	stable	stable	stable	stable	stable	stable
TASSEMENT	14	20,1	0,3*	3,9	3,6	2,3*

SONDAGE	Me-19	Dj-1	Dj- 2	Dj-3	Dj-4	Dj-5
FS poinçonnement	4					
OBSERVAT°	stable					
FS CIRCULAIRE	2,4					
OBSERVAT°	stable					
TASSEMENT	3,6*					

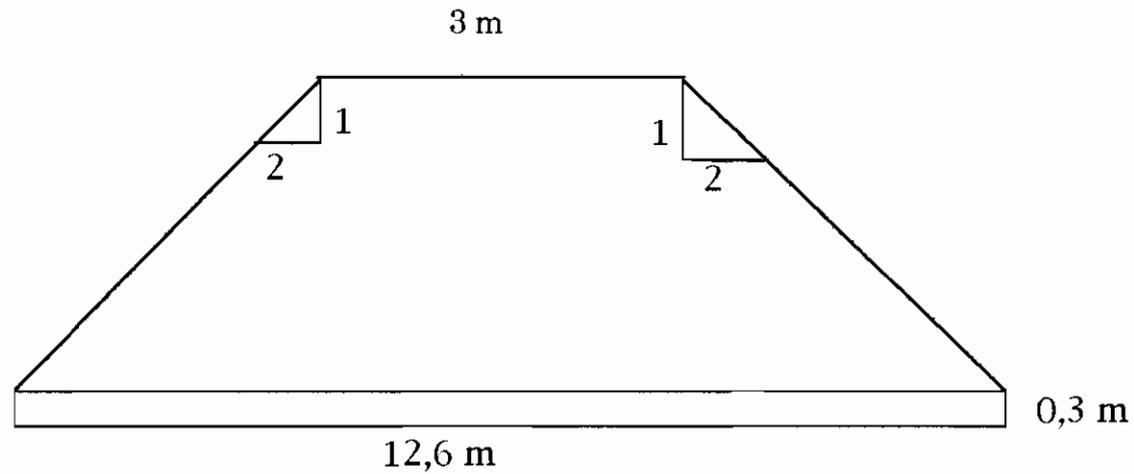
5-5 ESTIMATIONS FINANCIERES

5-5-1 ESTIMATIONS DES QUANTITÉS DE MATÉRIAUX

a° banco coquillage

- remblai

* digue simple



section moyenne

$$H = 2,4 \text{ m}$$

$$l = 12,6 \text{ m}$$

$$A = 2,4(3 + 12,6) + 20,6 * 0,3 = 22,5m^2$$

$$V = A * L = 22,5 * 2000 = 45000m^3$$

avec L = longueur de la digue

* digue route

$$H = 2,4 \text{ m}$$

$$l = 21,8 \text{ m}$$

$$A = \frac{2,4}{2}(11 + 21,8) + 20,06 * 0,3 = 44,1m^2$$

$$V = A * L = 44,1 * 4413 = 194614m^3$$

$$L = 4413 \text{ m}$$

Volume total de remblai $V_T = 239613m^3$

- para fouille

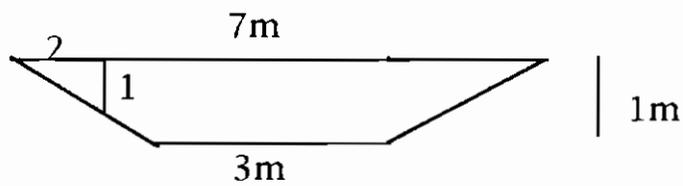
$$T = 1 \text{ m}$$

$$l_b = 3m$$

$$l_c = 5m$$

$$A = 4m^2$$

$$V = A * L = 7520m^3$$

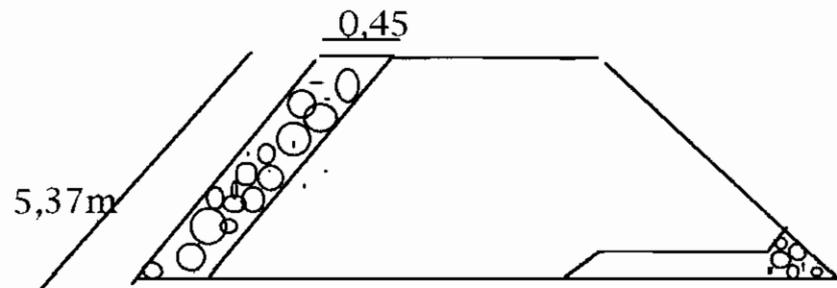


$$V_T = 444373m^3$$

b° enrochement

* digue simple

-protection amont



$$V = 5,37 * 0,45 * 2000 = 4833 m^3$$

-drain de pied

$$V = (0,40 + 0,20) * \frac{0,6}{2} * 2000 = 1200 m^3$$

* digue route

- protection amont

$$V = 5,37 * 0,45 * 4413 = 9480 m^3$$

-drain de pied

$$V = (0,40 + 0,20) * \frac{0,6}{2} * 4413 = 2648 m^3$$

$$V_T = 18161 m^3$$

c° gravier

-protection amont $V = 5,37 * 0,2 * 4413 = 4740 m^3$

-drain de pied $V = 0,2 * 4 * 2000 + 0,2 * 6,46 * 4413 = 6896 m^3$

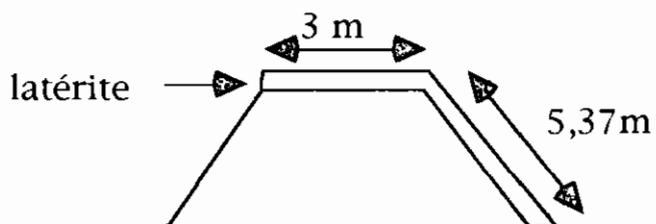
$$V_T = 11636 m^3$$

d° sable de filtre

le sable et gravier ont le même volume soit $V_T = 11636m^3$

e° latérite

* digue simple



$$V = (5,37 + 3) * 0,2 * 2000 = 3348m^3$$

* digue route

$$V = (5,37 + 11) * 0,2 * 4413 = 14448m^3$$

$$V_T = 17796m^3$$

5-5- 2 devis estimatif et quantitatif

DÉSIGNATION	UNITÉ	QUANTITÉ	PRIX UNITAIRE (F Cfa)	PRIX TOTAL F (Cfa)
décapage terrain naturel	m^3	38316	4500	172.422.000
approvisionnement et mise en oeuvre du remblai	m^3	263574	6500	1.713.231.000
approvisionnement et mise en oeuvre parafouille	m^3	8272	10500	86.856.000
approvisionnement et mise en place de la lattérite	m^3	19577	7500	146.827.500
approvisionnement et pose des enrochements (SILEX)	m^3	25498	35000	892.430.000
GRAVIER (lattérite criblée)	m^3	12799	10500	134.389.500
SABLE	m^3	12799	10000	127.990.000

TOTAL

3.101.724.000NB les quantités ont été majorées de 10%

VI CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

La digue de saint-louis dont les objectifs sont les suivants :

- de protéger la ville contre les inondations
- de dévier les poids lourds venant de Dakar se dirigeant vers la vallée et vice-versa sera composée de deux tronçons :
- une digue simple de 2 Km
- une digue route de 4,413 Km

la cote de la crue de projet est 1,6m et celle de la digue de 2,80 m au dessus du zéro IGN . La digue sera en barrage homogène . Le banco coquillage sera utilisé comme matériau de remblai . La largeur en crête sera 3m , et 11m respectivement pour la digue simple et la digue route . Les pentes des talus amont et aval seront respectivement 1/2,5 et 1/2 . la hauteur moyenne des remblais sera alors de 2,4 m. La protection des talus sera assurée par des enrochements (silex) en amont et une couche de graveleux latéritique compactée (20 cm) en aval et au niveau de la crête . Dans les fondations sableuses , une parafouille limitera les infiltrations . Le calcul de stabilité a donné des facteurs de sécurité 2,5 à 3 , ce qui est sécuritaire .

Pour la stabilité au poinçonnement par contre , certaines zones ont des portances trop faibles et des mesures particulières devront être prises pendant la construction.

Pour la circulation des engins , des pistes de chantier peuvent être construites sur la croûte des sols mous surconsolidés avec une épaisseur de 50 cm environ de banco coquillage .

Une attention particulière devra être accordée au compactage du remblai . Les compacteurs à pneu et les rouleaux à pieds dameurs pourront être utilisés . Les rouleaux vibrants sont à éviter car inadéquats , ils sont plus appropriés pour les sables secs à granulométrie serrée et les matériaux rocheux .

pour assurer un bon compactage , les contrôles suivants devront être effectués :

- mesure de l' épaisseur et de la teneur en eau du matériau répandu sur le remblai avant compactage
- contrôle de la vitesse et du nombre de passage des engins de compactage .
- contrôle de la compacité (densitomètre à membrane , Gamma- densimètre)

Pour assurer l' homogénéité , les couches compactées devront être scarifiées au moins sur 5 cm .

un contrôle rigoureux doit être fait sur la côte altimétrique de la digue .

la protection des talus devra être réalisée immédiatement après la mise en place du remblai pour éviter l' érosion . Après la réalisation de la couche de filtre les enrochements pourront être mis en place à l' aide d' une pelle mécanique ou d' une grue tout en évitant de détruire le filtre .

on attendra une année de mise en service de la digue , avant de construire la route , ce qui permettra de reprofiler et de compenser les tassements ;

Une fois la réalisation de la digue achevée , Saint-Louis ne sera portant pas à l' abri des inondations . On doit également procéder :

- à un relèvement de la route au niveau du pont de KHOR jusqu' à la cote de la digue
- à un relèvement des quais au niveau de l' île .
- à une réalisation de réseau d' assainissement des eaux de ruissellement .
- à une protection des quartiers

Comme pour dire que la route qui mène vers la victoire finale sur l'eau dont dépend la survie de cette ville légendaire , Saint-Louis , NDAR , de son nom woloof, est longue .

BIBLIOGRAPHIE

- technique des barrages en aménagement rural : élaborée par le groupe de travail permanent pour les barrages en aménagement rural .
- cours de mécanique des sols I et II : MASSAMBA DIENE
- prévision et annonce des débits , volume 2B : Ministère de l' hydraulique
- assainissement de la ville de SAINT-LOUIS : Ministère de l' hydraulique (1985)
- cours de port et navigation : SENI TAMBA
- introduction à la géotechnique : ROBERT D . HOLZT et WILLIAM D . COVACS (1985)
- remblai routier sur sol compressible : Ministère de coopération et du développement (1988)

ANNEXES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE THIES
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL
LABORATOIRE DE GÉOTECHNIQUE

PROJET : DIGUE DE PROTECTION DE SAINT-LOUIS
T-1 SITE : MERINA

Puits No	ME 1		ME 2		ME 3		ME 4		ME 5	
	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
Échantillon No										
Profondeur (m)	0-0,7 m	0,7-2 m	0-0,7 m	0,7-2 m	0-0,9 m	0,9-2 m	0-0,7 m	0,7-2 m	0-1 m	1-2,5 m
Teneur en eau (%)	24		27,3		21,8		20,8	13,7	36,3	49
Poids vol. hum. (kN/m ³)	18,88		17,91		18,84		19,37	19,31	18,2	16,12
Poids vol. sec (kN/m ³)	15,23		14,07		15,47		16,03	16,98	13,35	10,82
Densité relative G _s	2,71	2,73	2,75	2,72	2,78	2,73	2,71	2,72	2,73	2,86
limite de liquidité LL	NM	NM	19,9	NM	16,3	NM	NM	NM	32,8	38,4
Limite de plasticité LP	NM	NM	11,5	NM	13,1	NM	NM	NM	12,8	19,4
Indice de plasticité IP	NM	NM	8,4	NM	3,2	NM	NM	NM	20	19
Indice de liquidité IL	NM	NM	1,88	NM	2,72	NM	NM	NM	1,18	1,56
% Matières organiques	0,65	0,71	0,39	3,6	0,59	0,26	0,1	0,73	0,90	1,37
Granulo < 0,002 mm	15,8	3,7	16,9	18,6	14,7	8,4	15,3	3,6	30,9	24,1
< 0,060 mm	25,1	6,2	34,7	77,2	33,5	11,2	21	6,3	49,6	68,5
< 0,075 mm	29,2	6,3	37,3	89,4	36,6	11,3	21,2	6,3	50,9	79,3
< 2 mm	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
< 4,75 mm	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
< 80 mm	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
CLASSIFICATION USCS	SM	SW-SM	SC	ML	SM	SW-SM	SM	SW-SM	CL	CL
Ind. de comp. C _c	0,26		0,375		0,21		0,16		0,45	0,64
Ind. de recomp. C _r	0,04		0,015		0,05		0,017		0,015	0,01
contr. de préc., kPa	40		42		28		23		30	40
Cohésion c, kPa	5,8		6,4		10,07		3,1	3,53	6,7	8,06
Angle de frottement, °	20,7		17,6		14,1		27	42	20,4	20,8

Puits No	ME 6		ME 7		ME 8		ME 9		ME 10	
	1	2	1	2	1	2	1	2		
Échantillon No										
Profondeur (m)	0-0,8 m	0,8-3,4 m	0-1 m	1-3,5 m	0-0,9 m	0,9-3,5 m	0-0,9 m	0,9-2,2 m	0-1 m	1-2 m
Teneur en eau (%)	13,2	41,9	30	42,3	41		24,8		46	
Poids vol. hum. (kN/m ³)	19,27	16,12	17,59	17,23	17,1	17,51	19,71	18,36	16,4	
Poids vol. sec (kN/m ³)	17,02	11,36	13,53	12,11	12,13		15,79		11,23	
Densité relative G _s	2,68	2,73	2,77	2,83	2,78	2,73	2,72	2,75	2,77	2,77
limite de liquidité LL	NM	24,4	21,5	36,7	27,7	25,7	43	29,5	43,4	31,5
Limite de plasticité LP	NM	10,3	7,4	16,7	12,8	11,5	19,4	18,5	16,9	18,7
Indice de plasticité IP	NM	14,1	14,1	20	14,9	14,2	23,6	11	26,5	12,8
Indice de liquidité IL	NM	2,24	1,60	1,28	1,89		0,23		1,10	
% Matières organiques	1,81	0,51	0,36	1,15	0,39	0,75	0,93	0,89	0,75	0,2
Granulo < 0,002 mm	5,1	25,1	22,1	34,5	27,6	22,4	38,5	23	31,8	5,3
< 0,060 mm	9,1	59,5	56,4	84,6	62,1	69,8	67,5	75,7	70,4	12,7
< 0,075 mm	12,7	66,9	63	91,7	69,4	84,8	76,4	85	78,2	15,6
< 2 mm	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
< 4,75 mm	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
< 80 mm	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
CLASSIFICATION USCS	SM	CL	CL	CL	CL	CL	CL	CL	CL	SC
Ind. de comp. C _c	0,116	0,51	0,29	0,395	0,54	0,19	0,181	0,28	0,4	
Ind. de recomp. C _r	0,015	0,02	0,012	0,035	0,045	0,015	0,024	0,035	0,025	
contr. de préc., kPa	140	36	54	43	50	50	56	50	87	
Cohésion c, kPa	2,4	5,25	9,47	7,09	20,23	2,52	14,12	2,14	9,5	
Angle de frottement, °	36,5	14,4	19,3	21,3	5	24	10,5	31	13	

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE THIES
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL
LABORATOIRE DE GÉOTECHNIQUE

PROJET : DIGUE DE PROTECTION DE SAINT-LOUIS
T- 3 SITE : MERINA

Puits No	ME 11		ME 12		ME 13		ME 14		ME 15	
	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
Échantillon No										
Profondeur (m)	0-1 m	1-3,5 m	0-1,5 m	1,5-3,2 m	0-1 m	1-2,8 m	0-1 m	1-2,3 m	0-0,9 m	0,9-1,8 m
Teneur en eau (%)	48,3		61,7	24,8	44,5	28,8	51,1	33,4	37,6	
Poids vol. hum. (kN/m ³)	16,04		15,7		16,54		15,27	18,01	16,96	
Poids vol. sec (kN/m ³)	10,82		9,71		11,45		10,11	13,50	12,33	
Densité relative G _s	2,78	2,74	2,77	2,73	2,73	2,79	2,81	2,78	2,75	2,74
limite de liquidité LL	52,5	28,9	59,5	28,5	54	42,2	55,2	NM	48,5	54
Limite de plasticité LP	19,2	12,2	25,6	15,4	20	15,4	25,1	NM	23,5	28,6
Indice de plasticité IP	33,3	16,7	33,9	13,1	34	26,8	30,1	NM	25	25,4
Indice de liquidité IL	0,87		1,06	0,72	0,72	0,50	0,86	NM	0,56	
% Matières organiques	1,34	0,79	1,78	1,25	1,58	1,06	1,22	0,54	0,90	0,14
Granulo < 0,002 mm	36,2	25,6	51,4	29,2	44,9	26,5	43,8	57	36,3	18,8
< 0,060 mm	59,4	79,2	79,2	79,1	67,1	84,1	84,7	91	70,4	58,2
< 0,075 mm	61,4	94	82,3	87,8	68	91,4	91,8	94,1	76,5	70,9
< 2 mm	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
< 4,75 mm	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
< 80 mm	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
CLASSIFICATION USCS	CH	CL	CH	CL	CH	CL	CH	ML	CL	MH
Ind. de comp. C _c	0,54		0,6	0,155	0,37	0,2	0,42	0,3	0,26	
Ind. de recomp. C _r	0,04		0,07	0,012	0,012	0,012	0,02	0,015	0,01	
contr. de préc., kPa	56		37	23	50	25	40	15	60	
Cohésion c, kPa	6,16		7,6	0,5	10,32	4,7	6,9	2,07	7,3	
Angle de frottement, °	10		19,6	33	22,4	26,8	22,7	28,2	25,6	

Puits No	ME 16		ME 17		ME 18		ME 19		ME 20	
	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
Échantillon No										
Profondeur (m)	0-0,8 m	0,8-2 m	0-1 m	1-2 m	0-0,7 m	0,7-2 m	0-0,9 m	0,9-3,1 m	0-1 m	1-3,2 m
Teneur en eau (%)	37,8	26,3	33,7	19	30,7		52,3		66,5	
Poids vol. hum. (kN/m ³)	16,76		16,81	17,31	17,74		15,64		15,16	
Poids vol. sec (kN/m ³)	12,16		12,57	14,55	13,57		10,27		9,11	
Densité relative G _s	2,8	2,77	2,75	2,76	2,79	2,75	2,73	2,74	2,73	2,78
limite de liquidité LL	38,3	NM	29,5	NM	21,7	NM	42,5	28,3	49	40,5
Limite de plasticité LP	17,3	NM	14,7	NM	11,4	NM	15,4	14,6	23,9	17,6
Indice de plasticité IP	21	NM	14,8	NM	10,3	NM	27,1	13,7	25,1	22,9
Indice de liquidité IL	0,98	NM	1,28	NM	1,87	NM	1,36		1,70	
% Matières organiques	0,38	0,49	0,51	0,4	1,01	0,68	1,35	1,10	2,35	3,24
Granulo < 0,002 mm	30,8	15,6	29,9	14,8	24,2	8,2	36,4	24,7	33,2	39,5
< 0,060 mm	57	52,3	51,3	37,5	45,9	32,6	60,8	73,1	71	93,4
< 0,075 mm	62,3	70	53,5	42,4	49,8	40,3	62,9	86,4	75,4	97,8
< 2 mm	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
< 4,75 mm	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
< 80 mm	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
CLASSIFICATION USCS	CL	ML	CL	SM	SC	SM	CL	CL	CL	CL
Ind. de comp. C _c	0,36	0,175	0,33	0,185	0,26		0,49		0,75	
Ind. de recomp. C _r	0,02	0,025	0,02	0,026	0,02		0,045		0,025	
contr. de préc., kPa	44	50	52	80	45		43		25	
Cohésion c, kPa	13,1		12,95	1,3	9,6		5,25		12,3	
Angle de frottement, °	18,2		16,7	31	22,8		20,7		15	

Puits No	DJ 36		DJ 37		DJ 38		DJ 39		DJ 40	
	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
Échantillon No										
Profondeur (m)										
Teneur en eau (%)										
Poids vol. hum. (kN/m ³)										
Poids vol. sec (kN/m ³)	0,00		0,00		0,00		0,00	0,00	0,00	
Densité relative G _s	2,71	2,75	2,72	2,77			2,81	2,76	2,83	2,69
limite de liquidité LL	NM	NM	NM	NM			31,3	NM	20,9	22,2
Limite de plasticité LP	NM	NM	NM	NM			12,5	NM	11	9,9
Indice de plasticité IP	NM	NM	NM	NM			18,8	NM	9,9	12,3
Indice de liquidité IL	NM	NM	NM	NM				NM	-1,11	
Granulo < 0,002 mm										
< 0,060 mm										
< 0,075 mm										
< 2 mm										
< 4,75 mm										
< 80 mm										
CLASSIFICATION USCS										
Ind. de comp. C _c										
Ind. de recomp. C _r										
contr. de préc., kPa										
Cohésion c, kPa										
Angle de frottement, °										
OUVRAGE PROJETÉ										
OBSERVATIONS										

Puits No	DJ 51		DJ 52		DJ 53		DJ 54		DJ 55	
Échantillon No	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
Profondeur (m)										
Teneur en eau (%)										
Poids vol. hum. (kN/m ³)										
Poids vol. sec (kN/m ³)	0,00		0,00		0,00		0,00	0,00	0,00	
Densité relative G _s		2,7			2,69	2,69	2,67		2,66	2,69
limite de liquidité LL	29	17,1	18,2		16,6	NM	NM	NM	NM	NM
Limite de plasticité LP	15,1	6,7	9,5		10,4	NM	NM	NM	NM	NM
Indice de plasticité IP	13,9	10,4	8,7		6,2	NM	NM	NM	NM	NM
Indice de liquidité IL			-1,09		-1,68	NM	NM	NM	NM	NM
Granulo < 0,002 mm										
< 0,060 mm										
< 0,075 mm										
< 2 mm										
< 4,75 mm										
< 80 mm										
CLASSIFICATION USCS										
Ind. de comp. C _c										
Ind. de recomp. C _r										
contr. de préc., kPa										
Cohésion c, kPa										
Angle de frottement, °										
OUVRAGE PROJETÉ										
OBSERVATIONS										

STATION	I	ANNEES	I CAPTEURS UTILISES	I ANOMALIES
1272601218	I	1991 1992 1993 1994	ICAP 1	I
1272601218	I	1994	ICAP 1	I

ORSTOM *** HYDROMETRIE *** LABORATOIRE D'HYDROLOGIE

COTES MOYENNES JOURNALIERES - année 1991 02/01/1995

Station : 1272601218 SOUKOUTALI Latit. 13.12.00
 Rivière : BAFINS Longit. -10.25.00
 Pays : MALI Altit. 152M
 Bassin : SENEGAL Aire 27800.0 km2
 Cotes en CM

Jo	JANV	FEVR	MARS	AVRI	MAI	JUIN	JUIL	AGUT	SEPT	OCTO	NOVE	DECE	Jo
1	-	-	-	2014	2005	1998	1994	2013	2049	2079	-	2078	1
2	2029	2025	2019	2019	2005	1998	1994	2014	2050	2079	2080	2077	2
3	2029	2024	2019	2012	2004	1998	1994	2015	2051	2077	2080	2077	3
4	2028	2024	2019	2011	2004	1998	1994	2016	2053	2075	2080	2077	4
5	2028	2024	2019	2011	2004	1998	1994	2017	2054	2073	2080	2077	5
6	2028	2024	2018	2011	2004	1997	1995	2019	2056	2070	2080	2077	6
7	2028	2026	2018	2011	2003	1997	1995	2019	2057	2068	2080	2077	7
8	2028	2030	2018	2010	2003	1997	1996	2020	2059	2069	2080	2076	8
9	2028	2024	2018	2010	2003	1997	1996	2022	2060	2070	2080	2076	9
10	2028	2023	2018	2010	2003	1997	1996	2023	2061	2071	2080	2076	10
11	2028	2023	2017	2010	2003	1996	1997	2024	2063	2072	2080	2076	11
12	2028	2023	2017	2010	2002	1996	1997	2025	-	2073	2080	2076	12
13	2027	2022	2017	2009	2002	1996	1998	2026	-	2075	2080	2076	13
14	-	2022	2017	2009	2002	1996	1998	2028	-	2076	2080	2076	14
15	-	2022	2017	2009	2002	1996	1998	2029	2067	2077	2079	2076	15
16	-	2022	2016	2009	2001	1996	1999	2030	2069	2078	2080	2075	16
17	-	2022	2016	2008	2001	1996	1999	2032	2070	2079	2080	2075	17
18	-	2022	2016	2008	2001	1995	2000	2033	2071	2080	2080	2075	18
19	-	2021	2015	2008	2001	1995	2000	2034	2072	2080	2080	2075	19
20	-	-	2015	2008	2001	1995	-	2036	2073	2080	2080	2075	20
21	-	-	2014	2008	2000	1995	-	2037	2075	2080	2079	2075	21
22	-	-	2014	2007	2000	1995	-	2038	2077	2080	2079	2075	22
23	-	-	2014	2007	2000	1995	2003	2039	2078	2080	2079	2075	23
24	-	-	2014	2007	2000	1995	2004	2040	2080	2080	2079	2075	24
25	-	-	2014	2007	2000	1994	2004	2041	2080	2080	2079	2075	25
26	-	-	2013	2006	2000	1994	2005	2042	2080	2080	2079	2075	26
27	-	-	2013	2006	1999	1994	2006	2043	2079	2080	2078	2075	27
28	-	-	2013	2006	1999	1994	2008	2044	2079	2080	2078	2074	28
29	-	-	2013	2006	1999	1994	2009	2046	2080	2080	2078	2074	29
30	-	-	2012	2005	1999	1994	2010	2047	2080	-	2078	2074	30
31	-	-	2012	-	1998	-	2012	2048	-	-	-	-	31
Mo	-	-	-	2009	2002	1996	-	2031	-	-	-	-	Mo

- : lacune . : à sec ou arrêt de l'écoulement

ANNEE INCOMPLETE

MINIMUM INSTANTANE : 1994 CM LE 25 JUIN à 08H00
 MAXIMUM INSTANTANE : 2080 CM LE 24 SEPT à 08H00

MINIMUM JOURNALIER : 1994 CM LE 25 JUIN
 MAXIMUM JOURNALIER : 2080 CM LE 24 SEPT

DRSTOM *** HYDROMETRIE *** LABORATOIRE D'HYDROLOGIE

COTES MOYENNES JOURNALIERES - année 1992 02/01/1995

Station : 1272601218 SOUKOUTALI Latit. 13.12.00
 Rivière : BAFING Longit. -10.25.00
 Pays : MALI Altit. 152M
 Bassin : SENEGAL Aire 27800.0 km2
 Cotes en CM

Jo	JANV	FEVR	MARS	AVRI	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	SEPT	OCTO	NOVE	DECE	Jo
1	-	2069	2061	2047	-	2018	2005	2004	2030	2033	2038	-	1
2	2074	2069	2060	2046	2032	2018	2004	2005	2030	2034	2038	2027	2
3	2074	2069	2060	2046	2031	2017	2004	2006	2031	2035	2038	2027	3
4	2074	2069	2059	2045	2031	2017	2003	2007	2032	2035	2037	2027	4
5	2073	2068	2059	2045	2031	2017	2003	2008	2033	2036	2037	2027	5
6	2073	2068	2058	2044	2030	2016	2002	2009	2033	2036	2037	2027	6
7	2073	2068	2058	2044	2030	2016	2002	2010	2033	2037	2036	2026	7
8	2073	2068	2057	2043	2029	2015	2002	2011	2032	2038	2036	2026	8
9	2073	2067	2057	2043	2029	2015	2001	2013	2031	2038	2036	2026	9
10	2073	2067	2056	2042	2028	2014	2001	2014	2030	2039	2035	2026	10
11	2073	2066	2056	2042	2028	2014	2001	2015	2029	2039	2035	2026	11
12	2073	2066	2055	2041	2027	2013	2000	2016	2028	2040	-	2026	12
13	2072	2066	2055	2041	2027	2013	2000	2017	2027	2040	-	2025	13
14	2072	2066	2054	2040	2027	2012	1999	2017	2025	2040	-	2025	14
15	2072	2065	2054	2040	2026	2012	1999	2018	2024	2040	2034	2025	15
16	2072	2065	2053	2039	2026	2011	1999	2018	2023	2040	2033	2025	16
17	2072	2065	2053	2039	2025	2011	1999	2019	2021	2040	2033	2025	17
18	2072	2065	2052	2038	2025	2010	1999	2020	2019	2040	2032	2025	18
19	2071	2065	2052	2038	2024	2010	1999	2021	2018	2040	2032	2025	19
20	2071	2064	2051	2038	2024	2010	2000	2021	2017	2040	2031	2025	20
21	2071	2064	2051	2037	2024	2010	2000	2022	2014	2040	2031	2024	21
22	2071	2064	2051	2037	2023	2009	2001	2023	2022	2040	2031	2024	22
23	2071	2064	2050	2036	2023	2009	2001	2023	2024	2040	2030	2024	23
24	2071	2063	2050	2036	2022	2008	2001	2024	2025	2040	2030	2024	24
25	2070	2063	2049	2035	2022	2008	2002	2025	2027	2040	2029	2024	25
26	2070	2062	2049	2035	2022	2007	2001	2026	2028	2040	2029	2024	26
27	2070	2062	2049	2034	2021	2007	2001	2027	2029	2039	2028	2023	27
28	2070	2061	2048	2034	2020	2006	2001	2028	2030	2039	2028	2023	28
29	2070	2061	2048	-	2020	2006	2001	2030	2031	2039	2028	2023	29
30	2070		2047	-	2019	2005	2002	2034	2032	2039	-	2023	30
31	2069		2047		2019		2002	2030		2039		2023	31
Mo	-	2065	2053	-	-	2012	2001	2018	2027	2039	-	-	Mo

- : lacune , : à sec ou arrêt de l'écoulement

ANNEE INCOMPLETE

MINIMUM INSTANTANE : 1999 CM LE 14 JUIL à 08H00
 MAXIMUM INSTANTANE : 2074 CM LE 1 JANV à 08H00

MINIMUM JOURNALIER : 1999 CM LE 14 JUIL
 MAXIMUM JOURNALIER : 2074 CM LE 2 JANV

25

ORSTOM *** HYDROMETRIE *** LABORATOIRE D'HYDROLOGIE

COTES MOYENNES JOURNALIERES - année 1993 02/01/1995

Station : 127260121B SOUKOUTALI Latit. 13.12.00
 Rivière : BAFING Longit. -10.25.00
 Pays : MALI Altit. 152M
 Bassin : SENEGAL Aire 27800.0 km2
 Cotes en CM

Jo	JANV	FEVR	MARS	AVRI	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	SEPT	OCTO	NOVE	DECE	Jo
1	-	2016	2004	1989	1977	1964	1954	-	-	-	-	-	1
2	2022	2015	2003	1988	1977	1964	1953	1948	1977	1986	1985	-	2
3	2022	2015	2003	1988	1976	1963	1953	1948	1977	1986	1984	-	3
4	2022	2014	2002	1987	1976	1963	1952	1949	1977	1987	1983	-	4
5	2022	2014	2002	1987	1976	1963	1951	1950	1976	1988	1983	-	5
6	2022	2014	2001	1987	1975	1962	1951	1952	1976	1988	1982	-	6
7	2022	2013	2001	1986	1975	1962	1950	1953	1975	1989	1981	-	7
8	2021	2013	2000	1986	1974	1961	1950	1954	1975	1989	1981	-	8
9	2021	2012	2000	1986	1974	1961	1950	1955	1976	1989	1980	-	9
10	2021	2012	1999	1985	1973	1961	1949	1956	1975	1990	1980	-	10
11	2021	2011	1999	1985	1973	1961	1949	1958	1976	1990	1981	-	11
12	2021	2011	1998	1983	1972	1960	1948	1959	1975	1990	1981	-	12
13	2020	2011	1998	1981	1972	1960	1948	1960	1974	1990	1981	-	13
14	2020	2010	1997	1984	1972	1960	1948	1961	1973	1990	1981	-	14
15	2020	2010	1997	1983	1971	1959	1947	1962	1972	1990	1982	-	15
16	2020	2009	1996	1983	1971	1959	1947	1963	1972	1990	1982	-	16
17	2019	2009	1996	1981	1970	1959	1947	1964	1971	1990	1982	-	17
18	2019	2008	1995	1982	1970	1958	1946	1965	1971	1991	1982	-	18
19	2019	2008	1995	1982	1970	1958	1946	1966	1970	1991	1983	-	19
20	2019	2008	1995	1981	1969	1958	1946	1967	1971	1991	1983	-	20
21	2018	2007	1994	1981	1969	1958	1945	1968	1971	1991	1983	1986	21
22	2018	2007	1993	1981	1968	1957	1945	1969	1973	1991	1983	-	22
23	2018	2006	1993	1980	1968	1957	1945	1970	1975	1991	1984	-	23
24	2018	2006	1992	1980	1968	1956	1945	1971	1976	1991	1984	-	24
25	2018	2005	1992	1980	1967	1956	1945	1973	1977	1990	1984	-	25
26	2018	2005	1991	1979	1967	1956	1945	1974	1979	1990	1984	-	26
27	2017	2005	1991	1979	1966	1956	1944	1975	1980	1989	1984	-	27
28	2017	2004	1990	1979	1966	1955	1945	1976	1982	1988	1984	-	28
29	2017		1990	1978	1965	1955	1945	1977	1983	1988	1984	-	29
30	2017		1990	1978	1965	1955	1945	1979	-	1987	-	-	30
31	2016		1989		1965		-	-		-		-	31
Mo	-	2010	1996	1983	1971	1959	-	-	-	-	-	-	Mo

- : lacune . : à sec ou arrêt de l'écoulement

ANNEE INCOMPLETE

MINIMUM INSTANTANE : 1944 CM LE 27 JUIL à 08H00

MAXIMUM INSTANTANE : 2023 CM LE 1 JANV à 08H00

MINIMUM JOURNALIER : 1944 CM LE 27 JUIL

MAXIMUM JOURNALIER : 2022 CM LE 2 JANV

ORSTOM *** HYDROMETRIE *** LABORATOIRE D'HYDROLOGIE

COTES MOYENNES JOURNALIERES - année 1994 02/01/1995

Station : 1272601218 SOUKOUTALI Latit. 13.12.00
Rivière : BAFING Longit. -10.25.00
Pays : MALI Altit. 152M
Bassin : SENEGAL Aire 27800.0 km2
Cotes en CM

Table with columns: Jo, JANV, FEVR, MARS, AVRI, MAI, JUIN, JUIL, AOUT, SEPT, OCTO, NOVE, DECE, Jo. Rows 1-31 showing daily data points with years and values.

- : lacune . : à sec ou arrêt de l'écoulement
ANNEE INCOMPLETE
MINIMUM INSTANTANE : 1917 CM LE 15 JUIL à 08H00
MAXIMUM INSTANTANE : 2015 CM LE 24 OCTO à 08H00
MINIMUM JOURNALIER : 1917 CM LE 15 JUIL
MAXIMUM JOURNALIER : 2015 CM LE 24 OCTO

DRSTOM

*** HYDROMETRIE ***
 CALCUL DES COTES MOYENNES JOURNALIERES A PARTIR DES COTES INSTANTANEEES

LABORATOIRE D'HYDROLOGIE

Page 1

Edition du 02/01/1995 à 13H01

STATION	ANNEES	I CAPTEURS UTILISES	I ANOMALIES
1382600111	I 1988 1989 1990 1991 1992	ICAP 1	I
1382600111	I 1993 1994	ICAP 1	I

DRSTOM *** HYDROMETRIE *** LABORATOIRE D'HYDROLOGIE

COTES MOYENNES JOURNALIERES - année 1988 02/01/1995

Station : 1382600111 DIAMA
 Rivière : SENEGAL
 Pays : SENEGAL
 Bassin : SENEGAL
 Cotes en CM

Jo	JANV	FEVR	MARS	AVRI	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	SEPT	DCTO	NOVE	DECE	Jo
1	-	111	-	100	48	30	58	134	116	119	58	48	1
2	83	113	104	99	45	32	61	117	119	119	56	49	2
3	86	112	104	97	44	31	65	93	118	119	54	51	3
4	90	112	103	98	45	32	68	95	119	119	56	53	4
5	87	113	103	97	41	34	68	95	121	120	56	56	5
6	89	113	104	95	42	36	72	105	122	121	57	57	6
7	91	113	104	94	41	34	68	109	120	120	56	58	7
8	95	112	104	91	39	36	75	110	120	121	55	56	8
9	93	111	107	89	35	37	73	96	121	120	59	55	9
10	93	109	109	88	31	37	72	94	118	120	69	54	10
11	94	107	107	87	28	38	79	105	119	120	61	49	11
12	94	104	108	87	28	36	79	110	121	121	55	46	12
13	94	104	110	85	28	34	77	114	116	120	53	46	13
14	96	106	112	83	27	35	71	118	116	120	54	47	14
15	97	107	112	82	25	35	78	116	112	118	63	48	15
16	99	106	112	78	23	35	79	110	112	115	68	48	16
17	98	107	114	74	19	31	77	102	115	113	64	52	17
18	98	107	116	72	19	33	71	106	114	109	60	53	18
19	98	107	116	70	16	39	73	108	112	105	65	54	19
20	98	110	114	69	16	36	79	114	113	100	69	54	20
21	99	113	114	69	15	36	78	119	113	97	74	56	21
22	100	110	114	69	14	37	79	113	116	94	74	56	22
23	102	110	112	66	10	36	91	113	116	91	66	51	23
24	102	103	112	64	9	38	96	114	117	91	44	44	24
25	102	108	115	62	6	39	101	117	118	90	52	41	25
26	103	108	116	60	0	40	105	108	120	88	52	42	26
27	105	109	108	58	0	41	110	112	121	82	53	43	27
28	108	-	107	57	7	43	114	118	120	75	54	44	28
29	108	-	106	55	15	50	121	115	119	68	54	45	29
30	106		105	52	23	58	128	113	119	58	54	46	30
31	109		102		26		133	114		55		-	31
Mo	-	-	-	78	25	37	84	110	117	104	59	-	Mo

- : lacune . : à sec ou arrêt de l'écoulement

ANNEE INCOMPLETE

MINIMUM INSTANTANE : -2 CM LE 27 MAI à 08H00
 MAXIMUM INSTANTANE : 138 CM LE 1 AOUT à 08H00

MINIMUM JOURNALIER : 0 CM LE 24 MAI

ORSTOM *** HYDROMETRIE *** LABORATOIRE D'HYDROLOGIE

COTES MOYENNES JOURNALIERES - année 1989 02/01/1995

Station : 1382600111 DIAMA
 Rivière : SENEGAL
 Pays : SENEGAL
 Bassin : SENEGAL
 Cotes en CM

Jo	JANV	FEVR	MARS	AVRI	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	SEPT	OCTO	NOVE	DECE	Jo
1	-	32	6	20	-2	9	43	62	109	110	57	55	1
2	49	32	7	20	-7	7	42	74	112	111	54	49	2
3	49	31	10	20	13	4	34	79	113	111	52	50	3
4	51	32	13	19	-1	5	49	78	109	111	51	56	4
5	53	30	12	19	-9	10	52	80	110	109	51	58	5
6	52	27	12	17	-15	5	54	86	112	107	52	54	6
7	44	28	13	16	-16	6	53	92	109	107	65	51	7
8	42	28	13	17	-14	10	50	94	108	106	86	52	8
9	38	28	15	15	-14	6	53	95	108	108	98	56	9
10	38	27	16	12	-12	3	61	95	108	108	108	60	10
11	39	29	15	11	-5	4	62	101	105	106	117	58	11
12	38	27	18	7	1	8	67	109	106	109	119	48	12
13	38	24	21	7	-4	9	56	111	109	108	106	53	13
14	40	24	24	6	-5	11	44	116	111	108	111	56	14
15	41	23	27	5	-4	12	43	123	112	106	112	59	15
16	39	23	27	2	17	12	47	123	114	104	112	62	16
17	39	23	28	0	15	16	57	111	114	105	113	64	17
18	38	23	33	1	11	19	65	112	116	111	113	64	18
19	36	22	38	1	7	19	59	116	116	108	114	58	19
20	36	21	31	2	9	21	65	118	114	105	113	55	20
21	36	19	19	2	-13	24	74	117	112	104	95	53	21
22	36	18	22	2	-17	30	68	116	110	99	59	55	22
23	36	16	26	0	-16	31	67	118	108	92	52	51	23
24	35	13	25	1	-15	31	68	121	110	81	51	48	24
25	34	10	25	1	-12	30	69	118	116	80	54	49	25
26	34	9	25	3	-3	27	56	109	116	77	49	51	26
27	34	8	27	2	10	35	50	111	114	71	48	51	27
28	35	6	26	1	8	42	53	114	116	66	45	51	28
29	35		24	1	15	39	60	118	115	62	45	54	29
30	35		23	3	16	39	58	118	113	62	53	54	30
31	34		20		17		58	109		60		-	31
Mo	-	23	21	8	-1	17	56	105	112	97	79	-	Mo

- : lacune . : à sec ou arrêt de l'écoulement
 ANNEE INCOMPLETE

MINIMUM INSTANTANE : -17 CM LE 22 MAI à 08H00
 MAXIMUM INSTANTANE : 127 CM LE 16 AOUT à 08H00

MINIMUM JOURNALIER : -17 CM LE 22 MAI
 MAXIMUM JOURNALIER : 134 CM LE 15 AOUT

101

ORSTOM *** HYDROMETRIE *** LABORATOIRE D'HYDROLOGIE

COTES MOYENNES JOURNALIERES - année 1990 02/01/1995

Station : 1382600111 DIAMA
 Rivière : SENEGAL
 Pays : SENEGAL
 Bassin : SENEGAL
 Cotes en CM

Jo	JANV	FEVR	MARS	AVRI	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	SEPT	OCTO	NOVE	DECE	Jo
1	-	40	50	57	27	13	27	-	-	-	137	-	1
2	57	39	50	57	26	13	25	-	118	134	131	136	2
3	58	38	49	57	26	14	22	-	116	132	127	137	3
4	58	39	49	56	26	13	24	-	116	131	126	134	4
5	57	41	51	55	30	14	30	-	120	133	134	135	5
6	56	43	53	54	28	16	30	-	122	135	137	134	6
7	57	42	52	55	25	16	30	-	118	136	137	135	7
8	58	45	54	56	22	14	32	-	118	136	133	135	8
9	56	47	54	57	22	12	36	-	121	136	133	135	9
10	53	47	54	56	23	14	33	-	118	135	132	135	10
11	54	48	56	55	22	15	38	-	122	134	132	135	11
12	55	49	57	56	23	15	46	-	134	132	132	134	12
13	53	50	56	55	23	18	48	-	138	129	136	132	13
14	55	51	55	53	23	19	50	-	137	131	137	132	14
15	57	52	56	51	22	19	59	-	134	132	132	131	15
16	57	53	56	52	20	20	67	-	133	131	134	131	16
17	55	55	56	53	20	22	67	-	135	133	135	131	17
18	54	55	56	54	19	25	68	-	-	133	134	131	18
19	56	55	57	51	19	25	69	-	-	135	131	130	19
20	59	57	58	44	18	26	69	-	-	135	132	131	20
21	60	56	58	36	17	23	71	-	136	136	137	128	21
22	47	58	59	31	18	26	72	-	135	136	138	129	22
23	51	58	57	27	18	20	72	-	132	136	136	129	23
24	49	50	58	24	17	21	82	-	-	134	134	129	24
25	43	48	59	25	15	20	93	-	-	131	131	130	25
26	39	49	59	26	14	16	103	-	-	133	134	-	26
27	39	50	57	27	13	18	111	-	-	134	137	-	27
28	39	50	58	29	15	18	119	-	-	134	138	-	28
29	38		58	28	16	21	127	-	-	135	138	-	29
30	40		56	27	12	26	120	-	-	139	-	-	30
31	40		57		12		-	-		139		-	31
Mo	-	49	55	45	20	18	-	-	-	-	-	-	Mo

- : lacune . : à sec ou arrêt de l'écoulement

ANNEE INCOMPLETE

MINIMUM INSTANTANE : 11 CM LE 30 MAI à 08H00

MAXIMUM INSTANTANE : 139 CM LE 30 OCTO à 08H00

MINIMUM JOURNALIER : 12 CM LE 30 MAI

MAXIMUM JOURNALIER : 139 CM LE 30 OCTO

102

ORSTOM *** HYDROMETRIE *** LABORATOIRE D'HYDROLOGIE

COTES MOYENNES JOURNALIERES - année 1991 02/01/1995

Station : 1382600111 DIANA
 Rivière : SENEGAL
 Pays : SENEGAL
 Bassin : SENEGAL
 Cotes en CM

Jo	JANV	FEVR	MARS	AVRI	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	SEPT	OCTO	NOVE	DECE	Jo
1	-	-	-	39	32	33	25	119	146	144	147	-	1
2	125	129	70	39	31	39	22	123	146	149	148	56	2
3	124	130	70	34	33	41	25	125	145	149	149	49	3
4	124	122	73	29	35	38	27	127	149	149	149	49	4
5	126	88	74	31	38	37	29	133	146	147	147	48	5
6	125	64	73	35	35	35	27	139	144	146	147	51	6
7	125	56	74	38	36	35	25	144	146	147	147	55	7
8	127	60	73	38	37	33	24	143	149	148	145	53	8
9	126	62	59	28	37	28	29	154	150	148	143	47	9
10	126	65	57	29	36	30	29	154	148	150	145	47	10
11	127	68	53	30	30	36	28	148	149	146	148	53	11
12	126	69	53	32	30	31	32	146	150	145	148	52	12
13	125	71	54	38	30	31	32	145	146	145	142	50	13
14	126	70	56	37	31	31	32	148	148	145	136	52	14
15	127	63	55	36	33	31	29	148	150	149	131	51	15
16	128	51	56	40	34	31	34	147	150	144	123	49	16
17	127	45	58	40	33	30	41	147	151	143	111	48	17
18	127	49	56	41	34	29	44	149	148	144	99	49	18
19	127	53	42	41	35	26	47	148	146	144	87	44	19
20	127	-	36	37	36	29	51	146	145	148	77	52	20
21	126	-	41	37	36	29	63	145	147	144	66	55	21
22	127	-	41	36	33	31	78	144	148	147	50	50	22
23	126	-	45	34	33	31	84	148	147	147	47	48	23
24	126	-	45	34	30	29	90	148	149	145	47	47	24
25	127	-	44	30	34	31	95	147	146	144	48	49	25
26	127	-	46	29	35	30	100	148	146	145	47	49	26
27	127	-	48	29	34	30	106	145	144	146	48	49	27
28	128	-	48	31	39	29	109	147	147	146	48	48	28
29	128	-	46	30	39	29	109	149	146	148	47	48	29
30	128	-	35	30	37	27	110	149	144	150	-	47	30
31	-	-	37	-	37	-	115	146	-	149	-	-	31
Mo	-	-	-	34	34	32	55	144	147	146	-	-	Mo

- : lacune . : à sec ou arrêt de l'écoulement

ANNEE INCOMPLETE

MINIMUM INSTANTANE : 21 CM LE 2 JUIL à 08H00

MAXIMUM INSTANTANE : 156 CM LE 10 AOUT à 08H00

MINIMUM JOURNALIER : 22 CM LE 2 JUIL

MAXIMUM JOURNALIER : 154 CM LE 9 AOUT

103

ORSTOM *** HYDROMETRIE *** LABORATOIRE D'HYDROLOGIE

COTES MOYENNES JOURNALIERES - année 1992 02/01/1995

Station : 1382600111 DIAMA
 Rivière : SENEGAL
 Pays : SENEGAL
 Bassin : SENEGAL
 Cotes en CM

Ja	JANV	FEVR	MARS	AVRI	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	SEPT	OCTO	NOVE	DECE	Ja
1	47	56	132	153	151	151	150	149	150	147	174	174	1
2	43	62	132	154	152	154	152	152	148	147	174	174	2
3	47	66	132	154	153	150	151	153	151	146	175	173	3
4	51	71	133	151	152	148	149	149	152	152	175	174	4
5	54	73	133	150	149	149	146	148	156	150	175	175	5
6	52	76	135	150	148	150	144	149	154	147	175	174	6
7	47	79	137	150	150	148	148	150	154	149	175	174	7
8	44	83	139	149	151	147	151	148	159	147	175	174	8
9	44	86	141	151	151	151	152	148	156	148	174	173	9
10	49	87	141	150	150	151	151	149	152	146	174	175	10
11	54	89	142	151	152	153	151	153	151	146	173	176	11
12	57	94	144	151	151	155	150	149	152	154	173	177	12
13	54	97	142	153	151	150	147	148	154	156	175	177	13
14	48	98	141	154	151	150	151	145	153	153	175	175	14
15	48	98	141	150	150	150	152	145	146	154	175	172	15
16	47	103	141	149	149	151	153	151	155	157	175	172	16
17	47	107	142	151	148	150	151	154	150	159	174	173	17
18	48	110	143	152	148	149	147	148	153	160	175	174	18
19	47	112	143	153	150	153	149	147	151	160	176	174	19
20	47	114	145	154	153	156	151	149	148	160	175	175	20
21	50	116	146	149	152	156	153	153	151	161	173	175	21
22	53	118	148	147	153	155	153	157	152	164	173	173	22
23	54	121	148	148	155	153	150	151	149	166	174	173	23
24	51	124	148	151	156	151	151	152	149	164	175	175	24
25	46	124	148	153	154	149	152	153	151	169	175	176	25
26	48	126	150	154	153	149	150	148	152	173	175	176	26
27	48	127	151	152	152	149	148	146	154	176	176	176	27
28	48	129	152	149	153	152	147	148	153	178	174	175	28
29	48	130	152	148	152	154	150	149	148	177	174	178	29
30	46		152	148	149	150	151	153	148	177	173	177	30
31	51		153		148		148	157		175		177	31
Mo	49	99	143	151	151	151	150	150	152	159	174	175	Mo

- : lacune . : à sec ou arrêt de l'écoulement

ANNEE COMPLETE

MINIMUM INSTANTANE : 42 CM LE 2 JANV à 08H00
 MAXIMUM INSTANTANE : 179 CM LE 29 DECE à 08H00

MINIMUM JOURNALIER : 43 CM LE 2 JANV
 MAXIMUM JOURNALIER : 179 CM LE 29 DECE

103'

ORSTOM *** HYDROMETRIE *** LABORATOIRE D'HYDROLOGIE

COTES MOYENNES JOURNALIERES - année 1993 02/01/1995

Station : 1382600111 DIAMA
 Rivière : SENEGAL
 Pays : SENEGAL
 Bassin : SENEGAL
 Cotes en CM

Jo	JANV	FEVR	MARS	AVRI	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	SEPT	OCTO	NOVE	DECE	Jo
1	-	148	146	148	148	153	151	156	158	161	174	175	1
2	178	150	147	149	149	152	149	152	158	159	169	176	2
3	177	151	143	149	148	151	151	157	161	160	173	175	3
4	178	151	148	151	149	152	153	160	165	158	182	175	4
5	179	152	151	154	146	154	155	161	163	161	187	176	5
6	179	153	153	155	148	154	154	162	160	159	187	175	6
7	175	152	156	152	147	156	153	161	160	158	182	175	7
8	173	152	157	150	147	156	157	161	163	159	182	174	8
9	174	155	155	148	148	154	155	159	164	161	184	173	9
10	176	157	156	148	147	155	152	157	166	161	186	169	10
11	176	153	160	147	147	158	150	157	166	162	183	157	11
12	176	150	161	148	148	158	156	161	163	159	175	152	12
13	175	148	158	149	148	155	158	161	169	163	175	152	13
14	175	145	153	150	148	155	154	159	167	164	174	154	14
15	175	145	147	151	148	154	153	157	164	163	174	154	15
16	175	147	144	154	148	155	158	162	164	163	177	154	16
17	175	150	150	157	148	153	156	161	166	162	175	153	17
18	177	152	152	151	148	152	151	158	166	162	174	153	18
19	176	154	156	149	150	155	151	157	161	168	176	152	19
20	175	157	156	148	150	157	150	158	163	170	176	152	20
21	175	155	157	149	151	158	151	158	165	175	174	153	21
22	175	154	154	148	155	158	157	157	165	174	176	152	22
23	177	156	151	150	154	159	160	158	166	168	177	150	23
24	179	158	151	149	152	158	159	160	167	171	179	150	24
25	178	155	153	149	151	153	158	161	164	174	179	150	25
26	177	152	152	150	152	150	156	159	162	175	177	151	26
27	177	152	154	148	154	150	148	159	164	178	173	151	27
28	172	149	157	148	154	151	156	159	167	180	176	150	28
29	159		156	148	153	151	159	160	165	180	176	150	29
30	143		153	148	154	152	157	160	164	181	176	150	30
31	144		150		152		156	160		176		-	31
Mo	-	152	153	150	150	154	154	159	164	167	178	-	Mo

- : lacune . : à sec ou arrêt de l'écoulement

ANNEE INCOMPLETE

MINIMUM INSTANTANE : 142 CM LE 30 JANV à 08H00

MAXIMUM INSTANTANE : 189 CM LE 6 NOVE à 08H00

MINIMUM JOURNALIER : 143 CM LE 30 JANV

MAXIMUM JOURNALIER : 187 CM LE 5 NOVE

ORSTOM *** HYDROMETRIE *** LABORATOIRE D'HYDROLOGIE

COTES MOYENNES JOURNALIERES - année 1994 02/01/1995

Station : 1302600111 DIAMA
Rivière : SENEGAL
Pays : SENEGAL
Bassin : SENEGAL
Cotes en CM

Jo	JANV	FEVR	MARS	AVRI	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	SEPT	OCTO	NOVE	DECE	Jo
1	-	142	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1
2	148	141	148	154	151	153	154	157	175	176	107	-	2
3	146	143	147	154	152	152	157	157	177	177	113	-	3
4	146	145	146	153	152	152	156	157	177	178	120	-	4
5	145	145	147	153	152	151	155	158	174	177	122	-	5
6	143	143	149	154	152	152	154	159	169	175	124	-	6
7	142	144	149	153	152	153	150	157	165	173	127	-	7
8	142	144	148	151	152	153	150	159	162	172	135	-	8
9	140	142	148	151	152	153	150	163	157	172	138	-	9
10	140	141	149	149	152	154	150	165	170	170	140	-	10
11	140	143	149	147	152	154	152	174	173	169	142	-	11
12	140	142	149	148	152	154	154	175	175	167	142	-	12
13	139	143	149	147	152	154	153	175	176	167	143	-	13
14	139	143	149	149	152	154	152	175	178	166	145	-	14
15	138	144	149	150	152	150	154	175	179	164	146	-	15
16	137	145	149	150	153	150	156	176	181	162	147	-	16
17	135	145	150	150	153	150	158	175	182	159	149	-	17
18	135	145	150	151	154	151	159	175	180	155	150	-	18
19	135	145	150	151	154	152	157	175	180	152	151	-	19
20	133	145	150	151	154	153	152	174	183	147	152	-	20
21	133	145	150	151	154	153	151	175	187	145	154	-	21
22	133	146	150	152	154	154	153	176	191	143	158	-	22
23	132	146	150	153	152	153	154	174	188	142	166	-	23
24	130	146	150	153	149	155	152	174	187	138	169	-	24
25	130	146	152	152	146	156	151	175	185	134	167	-	25
26	130	146	151	152	148	153	152	176	183	128	173	-	26
27	130	146	151	151	148	152	155	175	180	123	175	-	27
28	132	-	152	149	148	151	156	176	177	119	173	-	28
29	135	-	151	147	150	150	161	175	176	113	172	-	29
30	139	-	152	-	150	-	163	175	-	110	-	-	30
31	141	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	31
Mo	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Mo

- : lacune . : à sec ou arrêt de l'écoulement

ANNEE INCOMPLETE

MINIMUM INSTANTANE : 106 CM LE 2 NOVE à 08H00
MAXIMUM INSTANTANE : 192 CM LE 22 SEPT à 08H00

MINIMUM JOURNALIER : 107 CM LE 2 NOVE
MAXIMUM JOURNALIER : 191 CM LE 22 SEPT

ORSTOM

*** HYDROMETRIE ***
DEBITS MOYENS MENSUELS ET ANNUELS

LABORATOIRE D'HYDROLOGIE
Edition du 02/01/1995 à 13H24

Station : 1382600103 BAKEL
Rivière : SENEGAL
Pays : SENEGAL
Bassin : SENEGAL
DEBITS EN M3/S

Latitude 14.54.00
Longitude 12.27.00
Altitude 11M
Aire b.v. 218000. ka2

année	JANV	FEVR	MARS	AVRI	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	SEPT	OCTO	NOVE	DECE	annuel
1903	-	-	-	-	-	-	551.	1890.	2790.	1020.	331.	161.	-
1904	97.4	56.5	30.9	14.7	5.33	31.1	729.	2540.	3040.	1120.	582.	266.	709.
1905	140.	83.6	50.2	26.5	12.1	240.	982.	2620.	2230.	2260.	1060.	368.	839.
1906	188.	110.	63.4	35.1	17.3	138.	1180.	5750.	4130.	1590.	840.	462.	1210.
1907	235.	126.	80.3	45.8	23.8	10.4	425.	963.	2110.	1300.	619.	330.	522.
1908	167.	92.5	53.8	28.8	13.5	86.3	834.	2220.	3560.	1370.	513.	250.	766.
1909	124.	72.5	42.2	21.6	9.03	307.	998.	2970.	4150.	1300.	585.	259.	903.
1910	134.	77.9	47.1	24.7	10.9	54.3	783.	2170.	2740.	1220.	464.	192.	660.
1911	115.	66.8	38.2	19.1	7.59	104.	478.	1520.	2300.	939.	425.	221.	520.
1912	125.	71.1	40.7	20.6	8.47	60.1	663.	1450.	2270.	1280.	402.	221.	551.
1913	127.	72.9	42.3	21.6	9.05	22.8	333.	737.	944.	688.	255.	118.	281.
1914	65.5	37.8	11.3	3.97	1.32	422	564.	1330.	1460.	1030.	280.	182.	414.
1915	111.	65.0	39.4	19.9	8.03	79.0	665.	1890.	2330.	1200.	357.	188.	579.
1916	106.	61.5	34.3	16.7	6.31	2.90	717.	1790.	3180.	1550.	389.	192.	671.
1917	110.	64.0	36.4	18.0	6.98	24.3	299.	2110.	3370.	1120.	308.	157.	635.
1918	96.6	57.4	32.7	15.8	5.85	133.	892.	3630.	5320.	2480.	643.	240.	1130.
1919	187.	104.	73.6	41.7	21.3	66.2	431.	1770.	2140.	1020.	332.	180.	531.
1920	111.	63.6	35.7	17.6	6.78	113.	581.	2640.	4230.	1260.	602.	266.	827.
1921	151.	85.0	49.9	26.3	12.0	24.9	381.	1260.	2060.	737.	182.	123.	424.
1922	82.1	47.7	25.6	11.5	4.03	27.6	415.	3390.	6630.	2600.	771.	310.	1190.
1923	155.	96.3	56.6	30.6	14.5	69.2	660.	1850.	3740.	1410.	755.	265.	759.
1924	130.	81.7	44.3	22.9	9.83	155.	1430.	4100.	5590.	2330.	804.	377.	1260.
1925	195.	107.	62.7	34.7	17.0	106.	407.	2270.	3140.	2350.	765.	320.	815.
1926	175.	97.6	57.3	31.1	14.8	119.	527.	1620.	1750.	987.	731.	254.	530.
1927	124.	71.8	42.9	22.0	9.29	52.1	831.	2920.	4870.	2530.	884.	362.	1060.
1928	192.	104.	63.8	37.1	18.5	36.4	361.	3150.	4670.	1650.	695.	234.	934.
1929	125.	72.4	40.8	14.4	5.20	345.	893.	2990.	4480.	1300.	427.	177.	906.
1930	117.	67.5	38.8	19.4	7.80	114.	681.	2620.	3260.	1860.	604.	228.	802.
1931	158.	88.4	52.0	27.6	12.8	151.	970.	1740.	2720.	2010.	546.	221.	725.
1932	142.	79.7	46.1	24.0	10.5	92.7	845.	2820.	2920.	1350.	482.	230.	754.
1933	124.	73.0	42.2	21.6	9.03	149.	1140.	3340.	3530.	1070.	380.	218.	841.
1934	110.	64.2	36.5	18.1	7.02	18.2	287.	2480.	3430.	1300.	388.	172.	693.
1935	124.	71.0	41.1	20.9	8.62	71.5	961.	4430.	5040.	2340.	626.	229.	1160.
1936	115.	67.1	49.4	25.8	6.81	79.3	633.	4750.	5980.	2100.	704.	327.	1240.
1937	169.	102.	60.5	25.9	11.7	17.2	421.	1760.	2910.	1330.	494.	181.	624.
1938	108.	66.2	42.2	21.6	9.03	7.40	503.	1860.	4000.	1790.	786.	243.	786.
1939	132.	76.3	50.1	26.5	11.7	29.2	371.	1920.	2010.	1350.	415.	190.	549.
1940	113.	64.5	36.4	18.0	6.98	36.3	212.	1330.	1380.	1290.	515.	181.	432.
1941	109.	64.4	38.2	19.1	7.59	4.15	360.	1200.	2050.	733.	241.	129.	413.
1942	72.6	42.7	20.4	8.32	3.06	6.90	400.	1910.	1630.	539.	259.	135.	419.
1943	76.7	45.0	19.8	7.99	2.95	43.9	374.	1870.	2740.	1710.	433.	177.	625.
1944	106.	61.5	34.3	16.7	6.31	5.84	227.	861.	1480.	665.	333.	159.	330.
1945	90.9	53.2	29.1	13.6	4.85	1.72	417.	3490.	4860.	1770.	454.	187.	948.
1946	106.	62.0	35.0	17.1	6.54	2.43	390.	2510.	2880.	1750.	568.	232.	713.
1947	125.	71.6	41.5	21.1	8.76	3.19	408.	1840.	3310.	1490.	387.	173.	657.
1948	101.	58.7	32.4	15.6	5.76	32.5	618.	1830.	2500.	959.	392.	164.	559.
1949	98.4	57.6	32.0	15.4	5.64	10.4	343.	2050.	1860.	783.	210.	120.	466.

CODE : A=RHE; B=COTE DE CONTROLE; C=RELEVÉ INDIRECT AVEC HEURE; D=RECONSTITUÉ; E=RELEVÉ INDIRECT SANS HEURE; I=INTERPOLE

Station : 1382600103 BAKEL
Rivière : SENEGAL
Pays : SENEGAL
Bassin : SENEGAL
DEBITS EN M3/S

Latitude 14.54.00
Longitude 12.27.00
Altitude 11M
Aire b.v. 218000. km2

année	JANV	FEVR	MARS	AVRI	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	SEPT	OCTO	NOVE	DECE	annuel
1950	69.4	39.8	20.6	8.44	3.09	11.8	581.	3120.	5990.	2910.	773.	297.	1150.
1951	150.	83.6	42.4	13.3	5.06	57.4	401.	1470.	2250.	3570.	1410.	416.	822.
1952	210.	122.	65.2	29.5	6.08	23.0	549.	1430.	2450.	3020.	588.	230.	727.
1953	131.	72.5	36.9	16.8	3.57	104.	833.	1590.	2820.	1240.	457.	214.	627.
1954	137.	78.4	40.9	13.7	12.4	254.	1020.	4080.	4270.	1580.	689.	391.	1050.
1955	192.	113.	65.8	41.4	31.6	212.	650.	3570.	4030.	2570.	775.	341.	1050.
1956	199.	116.	67.3	33.5	13.6	40.8	520.	2200.	5470.	2010.	632.	280.	965.
1957	159.	96.6	58.4	23.7	8.70	223.	628.	2630.	4260.	2780.	936.	344.	1010.
1958	193.	115.	65.6	31.7	18.4	180.	585.	4100.	3800.	1820.	797.	440.	1010.
1959	233.	136.	81.1	39.8	19.5	167.	605.	2580.	3990.	1220.	482.	218.	814.
1960	123.	74.6	41.4	17.1	6.30	84.1	825.	1820.	2380.	1300.	497.	208.	615.
1961	117.	72.8	40.9	16.5	4.15	108.	823.	2860.	5230.	1300.	453.	202.	936.
1962	118.	72.2	39.2	12.5	3.50	86.7	544.	2280.	3500.	1600.	594.	255.	759.
1963	135.	83.7	42.6	17.7	8.45	7.90	522.	1650.	2620.	1920.	630.	225.	655.
1964	125.	70.2	36.0	14.1	17.6	178.	642.	2000.	5940.	1860.	577.	279.	978.
1965	163.	102.	56.4	25.4	10.1	90.3	528.	3460.	5470.	1910.	649.	283.	1060.
1966	167.	101.	56.3	27.8	11.6	78.0	375.	1410.	2740.	3940.	849.	313.	839.
1967	170.	103.	60.0	27.1	12.0	92.3	589.	2390.	5330.	2640.	764.	338.	1040.
1968	207.	131.	75.2	35.6	17.2	77.5	440.	1050.	1780.	860.	293.	165.	428.
1969	90.4	53.6	26.8	8.73	3.46	44.0	719.	1680.	2950.	2010.	922.	299.	734.
1970	153.	90.2	49.3	24.4	9.98	30.8	316.	2180.	2370.	785.	275.	140.	535.
1971	82.3	51.7	27.3	11.0	4.61	3.99	502.	2600.	2510.	800.	252.	127.	581.
1972	76.8	35.6	12.1	4.02	1.71	63.5	371.	993.	1320.	601.	270.	139.	324.
1973	64.5	28.1	9.98	3.55	1.44	135.	421.	2130.	1700.	595.	228.	93.0	451.
1974	44.1	18.9	8.16	2.64	1.07	4.81	768.	3300.	3320.	1380.	381.	165.	783.
1975	77.8	38.3	15.1	6.02	1.95	.540	592.	1540.	3310.	1190.	393.	172.	611.
1976	82.1	38.8	14.9	4.06	1.30	5.51	522.	1460.	1150.	1150.	883.	237.	462.
1977	116.	54.3	20.3	7.44	2.20	2.44	257.	849.	1640.	765.	226.	79.2	335.
1978	35.8	13.6	4.69	1.50	.800	9.46	389.	1720.	1800.	1290.	459.	166.	491.
1979	77.2	33.4	10.2	3.91	2.14	49.3	333.	991.	1280.	583.	296.	110.	314.
1980	47.3	16.9	5.27	1.82	.637	24.9	336.	1550.	1950.	494.	205.	93.8	394.
1981	38.6	15.1	5.67	1.96	.348	39.0	480.	1860.	1710.	663.	235.	94.5	429.
1982	44.3	18.3	5.33	1.67	1.08	.312	258.	1160.	1360.	568.	230.	85.7	311.
1983	37.7	14.7	4.74	1.65	.808	85.2	396.	702.	829.	444.	147.	56.9	227.
1984	22.9	9.56	3.19	1.56	.140	42.2	494.	766.	586.	555.	144.	51.8	223.
1985	16.8	7.36	2.36	1.49	.269	.174	409.	1420.	1640.	568.	164.	58.6	357.
1986	19.8	9.45	4.26	2.02	.877	.134	268.	707.	1880.	854.	267.	92.0	342.
1987	40.7	17.1	7.48	3.98	1.69	.535	125.	496.	935.	646.	131.	64.4	206.
1988	82.2	55.5	52.8	5.06	61.6	107.	330.	932.	2850.	703.	92.2	23.2	441.
1989	8.58	11.4	36.3	36.8	42.1	105.	277.	1310.	1800.	785.	247.	38.4	392.

CODE : A=RHE; B=COTE DE CONTROLE; C=RELEVÉ INDIRECT AVEC HEURE; D=RECONSTITUÉ; E=RELEVÉ INDIRECT SANS HEURE; I=INTERPOLE

Station : 1382600103 BAKEL
Rivière : SENEGAL
Pays : SENEGAL
Bassin : SENEGAL
DEBITS EN M3/S

Latitude 14.54.00
Longitude 12.27.00
Altitude 11M
Aire b.v. 218000. ka2

année	JANV	FEVR	MARS	AVRI	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	SEPT	OCTO	NOVE	DECE	annuel
1990	+	50.9 A	50.9 A	28.2 A	32.6 A	61.6 A	357. A	649. A	684. A	523. A	215. A	46.2 A	-
1991	59.5 A	64.1 A	75.3 A	66.2 A	61.4 A	50.0 A	307. A	1140. A	1430. A	970. A	346. A	167. A	395. A
1992	92.7 A	134. A	237. A	226. A	215. A	267. A	496. A	412. A	1740. A	412. A	398. A	152. A	399. A
1993 +	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Moy.	117. A	68.0 A	41.1 A	21.4 A	12.3 A	73.0 A	555. A	2090. A	2960. A	1410. A	494. A	209. A	678. A

CODE : A=RHE; B=COTE DE CONTROLE; C=RELEVÉ INDIRECT AVEC HEURE; D=RECONSTITUÉ; E=RELEVÉ INDIRECT SANS HEURE; I=INTERPOLE

DEBITS MOYENS JOURNALIERS - année 1994

Edition du 07/04/1995 à 12H41

Station : 127260121B SOUKOUTALI
Rivière : BAFING
Pays : MALI
Bassin : SENEGAL
DEBITS EN M3/S

Latitude 13.12.00
Longitude -10.25.00
Altitude 152M
Aire b.v. 27800.0 km2

Jo	JANV	FEVR	MARS	AVRI	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	SEPT.	OCTO	NOVE	DECE	Jo
1					155. AA	155. 15	371. 37	14.0 AA	1380. AA*	10.0 AA	850. AA	1200. AA	1
2					155. AA	5.00 15	2.00 37	36.0 AA	1590. AA	10.0 AA	906. AA	1000. AA	2
3					155. AA	155. 15	372. 37	36.0 AA	1760. AA	10.0 AA	906. AA	1000. AA	3
4					155. AA	155. 15	232. 37	70.0 AA	1760. AA	10.0 AA	900. AA	1000. AA	4
5					155. AA	155. 15	137. 37	127. AA	1760. AA	10.0 AA	900. AA	1000. AA	5
6					155. AA	155. 15	192. 37	155. AA	1750. AA	10.0 AA	900. AA	1000. AA	6
7					155. AA	155. 15	168. 37	169. AA	1750. AA	9.00 AA	900. AA	1000. AA	7
8					155. AA	155. 15	240. 37	58.0 AA	1740. AA	9.00 AA	900. AA	1000. AA	8
9					155. AA	155. 15	265. 37	6.00 AA	3380. AA	9.00 AA	1100. AA	1000. AA	9
10					155. AA	155. 15	273. 37	6.00 AA	3250. AA	9.00 AA	1200. AA	1000. AA	10
11					155. AA	155. 15	206. 37	6.00 AA	3230. AA	9.00 AA	1200. AA	1000. AA	11
12					155. AA	155. 15	182. 37	6.00 AA	2550. AA	9.00 AA	1200. AA	1000. AA	12
13					155. AA	155. 15	202. 37	6.00 AA	1300. AA	9.00 AA	1200. AA	1040. AA	13
14					155. AA	155. 15	203. 37	6.00 AA	799. AA	9.00 AA	1200. AA	1100. AA	14
15					155. AA	155. 15	206. 37	6.00 AA	550. AA	9.00 AA	1200. AA	1100. AA	15
16					155. AA	200. 15	221. 37	6.00 AA	550. AA	9.00 AA	1200. AA	1100. AA	16
17					155. AA	200. 15	237. 37	6.00 AA	550. AA	300. AA	1200. AA	1100. AA	17
18					155. AA	200. 15	194. 37	56.0 AA	550. AA	457. AA	1200. AA	1100. AA	18
19					155. AA	200. 15	78.0 37	244. AA	550. AA	540. AA	1200. AA	1160. AA	19
20					155. AA	200. 15	107. 37	567. AA	1300. AA	570. AA	1200. AA	1160. AA	20
21					155. AA	200. 15	149. 37	768. AA	1100. AA	570. AA	1200. AA	1170. AA	21
22					155. AA	200. 15	180. 37	987. AA	10.0 AA	570. AA	1200. AA	1170. AA	22
23					155. AA	200. 15	169. 37	1110. AA	10.0 AA	570. AA	1200. AA	1160. AA	23
24					155. AA	200. 15	210. 37	1020. AA	10.0 AA	570. AA	1200. AA	1160. AA	24
25					155. AA	200. 15	199. 37	947. AA	10.0 AA	650. AA	1200. AA	1160. AA	25
26					155. AA	200. 15	198. 37	839. AA	10.0 AA	200. AA	1200. AA	1160. AA	26
27					155. AA	200. 15	213. 37	924. AA	10.0 AA	650. AA	1200. AA	1160. AA	27
28					155. AA	200. 15	229. 37	1400. AA	10.0 AA	650. AA	1200. AA	1160. AA	28
29					155. AA	200. 15	198. 37	1620. AA	10.0 AA	850. AA	1200. AA	1160. AA	29
30					155. AA	200. 15	162. 37	1450. AA	10.0 AA	850. AA	1200. AA	1160. AA	30
31					155. AA		192. 37	1140. AA		850. AA		1160. AA	31
Moy.					155. A	173. 1	200. 3	445. A	1110. A	290. A	1120. A	1090. A	Moy.

CODE : A=RHE; B=COTE DE CONTROLE; C=RELEVÉ INDIRECT AVEC HEURE; D=RECONSTITUÉ; E=RELEVÉ INDIRECT SANS HEURE; I=INTERPOLE
- : lacune + : lacune due à une cote hors barème
ANNEE INCOMPLETE

MINIMUM INSTANTANE : 22400 M3/S () LE 10 MAI à 53H76
MAXIMUM INSTANTANE : 22400 M3/S () LE 10 MAI à 53H76
MINIMUM JOURNALIER : 2.00 M3/S (37) LE 2 JUIL
MAXIMUM JOURNALIER : 3380. M3/S (AA) LE 9 SEPT

DEBITS MOYENS JOURNALIERS - année 1995

Edition du 07/04/1995 à 12H41

Station : 1272601218 SOUKOUTALI
 Rivière : BAFING
 Pays : MALI
 Bassin : SENEGAL
 DEBITS EN M3/S

Latitude 13.12.00
 Longitude -10.25.00
 Altitude 152M
 Aire b.v. 27800.0 km2

Jo	JANV	FEVR	MARS	AVRI	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	SEPT	OCTO	NOVE	DECE	Jo
1	1160. AA	300. AA	130. AA										1
2	1160. AA	300. AA	130. AA										2
3	1170. AA	120. AA	130. AA										3
4	1170. AA	120. AA	130. AA										4
5	1170. AA	120. AA	130. AA										5
6	308. AA	120. AA	130. AA										6
7	308. AA	120. AA	130. AA										7
8	308. AA	120. AA	130. AA										8
9	300. AA	120. AA	130. AA										9
10	300. AA	120. AA	142. AA										10
11	380. AA	130. AA	142. AA										11
12	380. AA	130. AA	142. AA										12
13	380. AA	130. AA	142. AA										13
14	380. AA	130. AA	147. AA										14
15	380. AA	130. AA	152. AA										15
16	300. AA	130. AA	154. AA										16
17	300. AA	130. AA	154. AA										17
18	300. AA	130. AA	154. AA										18
19	300. AA	130. AA	154. AA										19
20	300. AA	147. AA	154. AA										20
21	300. AA	130. AA	154. AA										21
22	300. AA	130. AA	154. AA										22
23	300. AA	130. AA	57.0 AA										23
24	300. AA	130. AA	57.0 AA										24
25	300. AA	130. AA	57.0 AA										25
26	300. AA	130. AA	57.0 AA										26
27	300. AA	130. AA	57.0 AA										27
28	300. AA	130. AA	57.0 aa										28
29	300. AA		57.0										29
30	300. AA		57.0										30
31,	300. AA		57.0										31
Moy.	453. A	140. A	117. a										Moy.

CODE : A=RHÉ; B=COTE DE CONTRÔLE; C=RELEVÉ INDIRECT AVEC HEURE; D=RECONSTITUÉ; E=RELEVÉ INDIRECT SANS HEURE; I=INTERPÔLE
 - : lacune + : lacune due à une cote hors barème
 ANNEE INCOMPLETE

MINIMUM INSTANTANÉ : 22400 M3/S () LE 10 JANV à 53H76
 MAXIMUM INSTANTANÉ : 22400 M3/S () LE 10 JANV à 53H76
 MINIMUM JOURNALIER : 57.0 M3/S (AA) LE 23 MARS
 MAXIMUM JOURNALIER : 1170. M3/S (AA) LE 3 JANV

Des études géotechniques ont été déjà effectuées dans ce sens par le CEREEQ et les résultats présentés dans un avant-projet.

Ce rapport d'étape fait le point sur le chemin parcouru , et annonce la démarche qui sera suivie pour accomplir le reste du travail.

Il se présente comme suit:

- Exploitation de l'avant-projet du CEREEQ.
- Étude géotechnique complémentaire.
- Étude Hydrologique.
- Étude Topographique.

1[∞] EXPLOITATION DE L'AVANT-PROJET DE LA REGION

NORD-PAS DE CALAIS ET DU CEREEQ

1[∞] PRÉSENTATION DE L'AVANT-PROJET

C' est à la demande et pour le compte du conseil général du département du nord que le Centre de Recherche et d' Études pour l' Équipement (CEREEQ) a procédé à la reconnaissance géotechnique de l'emprise de la digue prévue dans le quartier de Sor à Saint-Louis du SÉNÉGAL. Le projet a été financé dans le cadre du jumelage entre la ville de Lille , en FRANCE , et celle de Saint-Louis du SÉNÉGAL.

Le travail s'est effectué en deux phases:

1- 1[∞] LA PHASE TERRAIN

Elle consiste en des essais in-situ (pénétromètres dynamiques et mesure de cohésion au scissomètre de chantier) avec prélèvement d'échantillons à partir de puits pour analyse au laboratoire. Au total , il y ' a eu 13 essais de pénétrations dynamiques , 13 essais au scissomètre et autant de puits manuels .

1-2^o ESSAIS DE LABORATOIRE

Tous les échantillons prélevés ont été soumis aux essais d ' identification géotechnique et géomécanique ci-après:

- teneur en eau naturelle
- densité apparente
- poids spécifique
- granulométrie et sédimentométrie
- limites d ' Attenberg
- cisaillement rectiligne pour déterminer l ' angle de frottement interne du sol et sa cohésion
- compressibilité à oedomètre

1-3^o ÉTUDE DE CARRIERE

Des études de carrière ont été aussi effectuées par le CEREEQ , notamment sur la carrière de GANDON . Le banco-coquillage qu' on y trouve est de bonne qualité mais les quantités estimées (219700 m³) ne peuvent être atteintes qu ' en complétant l ' emprunt de GANDON par son extension et plusieurs fouilles dans les secteurs environnants de GANDON . Trois échantillons ont été prélevés à GANDON et soumis aux essais de laboratoire . La granulométrie et les limites d' Atterberg ont été une nouvelle fois effectuées sur le matériau après compactage proctor , et cela pour vérifier la transformation que le matériau a subi au compactage.Finalement

le banco-coquillage remplit les critères de matériau de remblai si toutefois la digue en terre est retenue pour la solution finale.

2^o CRITIQUES GÉNÉRALES DE L' AVANT-PROJET ET VÉRIFICATION DE LA FIABILITÉ DES RÉSULTATS

La largeur de la crête de la digue proposée (7m) semble petite pour une digue route . Il est préférable d ' avoir une chaussée de 7m avec des accotements de 2m pour éliminer les effets de bord.

Les résultats des essais sont fiables dans l ' ensemble .

--les cohésions sont comprises entre 4 KPa et 25KPa .

--les perméabilités mesurées sont comprises entre $10^{(-6)}$ m/s et $10^{(-7)}$ cm/s.

--l ' angle de frottement est compris entre 23° et 40° dans les couches sableuses et est de 14° dans les couches argileuses avec toutefois des cohésions très faibles .

Ces résultats sont conformes aux types de sol rencontré. Mais pour certains sondages , le sondage n° 11 par exemple , les limites d ' Atterberg semblent être un peu élevées par rapport à la granulométrie. Ainsi , pour ce sondage , la classification USCS donne un CL (argile inorganique de plasticité faible à moyenne) , alors que sur la courbe granulométrique (annexée) , il n ' y a pas de portion argileuse . La hauteur des remblais prise en compte dans le calcul des tassements est obtenue à partir des contraintes admissibles au niveau du sol naturel . Or , tel ne devrait pas être le cas , car la hauteur prévue (2m) est supérieur à cette hauteur (1.5m). Ainsi les tassements calculés sont sous-estimés.

CLASSIFICATION DES SOLS SELON LA METHODE USCS

L'exploitation des résultats de l'analyse granulométrique effectuée par le CEREEQ permet de faire une classification des sols selon le méthode USCS. En effet la terminologie utilisée par le CEREEQ dans sa classification était plus littéraire que scientifique. Ainsi pour parler le même langage que CASAGRANDE et ATTEBERG on a eu recours à la classification suggérée par ces derniers. Le principe de la classification consiste à représenter les sols par des lettres qui définissent certaines de leurs caractéristiques et à les diviser en quatre grands groupes, à savoir:

- les sols grossiers ou granulaire dont la majorité des grains a un diamètre $\geq 0.075\text{mm}$
- les sols fins dont la majorité des grains a un diamètre $< 0.075\text{mm}$
- les sols organiques
- les tourbes

Les types de sols suivants ont été trouvés sur l'emprise de la digue

CL: argile inorganique ayant une plasticité faible à moyenne, argile sableuse, silteuse

ML: silt et sable très fin inorganique, sable fin silteux ou argileux ayant une faible plasticité

CH: argile inorganique ayant une plasticité élevée, argile grasse

SP: sable à granulométrie serrée, sable graveleux avec peu ou pas de fines

SC: sable argileux, mélange de sables et d'argile à granulométrie serrée.

Les résultats sont consignés dans les tableaux ci-après.

TABLEAU N°2

sondage		5		6		7		8	
profondeur(m)		0,90/1	1/2	0,40/1	1,00/2	0,80/1	1,00/2	0,90/1	1,40/2
Type de sol		CL	MH	CH	CL	CH	CH	CH	CL
Teneur en eau naturelle % w			36	64			65,1	88	36
Poids spécifique apparent	humide	1,74				1,44		1,785	
	sec	1,295				0,778		1,32	
poids spécifique des grains			2,675				2,68		2,675
Teneur en eau de saturation			40				91		38
Degré de saturation Si		89				93		92	
Porosité	p	0,56				0,759		0,512	
Indice des vides	e	1,275				3,159		1,052	
Analyse granulométrique et densimétrique	2mm	100	100	100	100	100	100	100	100
	0,5mm	100	99	100	100	98	100	99	99
	0,1mm	96	95	94	97	91	91	95	92
	$50 \cdot 10^{-6}$								
	$5 \cdot 10^{-6}$								
limite de liquidité	% wl		49	53	60	45	84	50	47
limite de plasticité	% wp		17	27	20	17	24	17	15
Indice de plasticité	% Ip		32	26	40	28	60	41	33
Indice de liquidité			0,6	1,40			0,7	1,7	0,6
Angle de frottement interne			5				14		9
Cohésion kg/cm ² c			0,14				0,126		0,03
coefficient de perméabilité kp			$1,8 \cdot 10^{-7}$						
pression de consolidation pc			0,16				0,2		0,22
coefficiente compressibilité Ec			0,34				1,17		0,7
vitesse de consolidation Cv			$2,17 \cdot 10^{-4}$			0,0001		$2,25 \cdot 10^{-4}$	

TABEUAU N°7

sondage		9		10		11		12	13
profondeur		0,90/1,2	1,90/2,0	0,90/1,10	1,10/2	0,90/1,3	1,30/2,00	0,80/1,10	0,60/1,3
Type de sol		SC-SM	SC-SM	CH	CH	CL	CL	CL	SC-SM
Teneur en eau naturelle % w			25	22	44	71	34	63	31
oids spécifique apparent	humide	1,9	2	1,75		1,92		1,81	1,98
	sec	1,54	1,64	1,22		1,435		1,3	1,51
poids spécifique des grains			2,68	2,69	2,67		2,67		2,68
Teneur en eau de saturation			27	24	45		32	40	30
Degré de saturation	Si	92,9	93,2	97,1		105		97,5	108,6
Porosité	p		0,404	0,54		0,416		0,53	
Indice des vides	e		0,678	1,177		0,713		1,171	
Analyse granulométrique et densimétrique	2mm	99	100	100	100	100	100	100	100
	0,5mm	97	97	100	99	99,5	100	99,5	93
	0,1mm	38	40	90	93	87	94	94	20
	$50 \cdot 10^{-6}$								
	$5 \cdot 10^{-6}$								
limite de liquidité % wl		30	20	55	54	46	40	33	
limite de plasticité % wp		14	15	18	17	18	16	18	
Indice de plasticité % Ip		16	0,5	37	37	28	24	15	
Indice de liquidité		0,7	1,4	0,7	1,4	0,5	2	1,4	
Angle de frottement interne			31,8	30	8		6,8		25,3
Cohésion kg/cm ² c			0	0,06	0,02		0,22		0,04
coefficient de perméabilité kp				0,0006			$8,1 \cdot 10^{-6}$		
pression de consolidation pc				0,76	0,12		0,32		0,89
coefficiente compressibilité Cc				0,102	0,3		0,16		0,33
vitesse de consolidation Cv			0,004	0,0020	0,003				0,0008

3° INTERPRÉTATION DES ESSAIS IN-SITU

La reconnaissance des sols s'est effectuée au laboratoire et au chantier. Au terrain des essais in-situ ont été réalisés avec le pénétromètre dynamique et au scissomètre.

3-1 ESSAIS PENETROMETRIQUES

les essais au pénétromètre permettent d'avoir une mesure de la résistance des sols. En effet plusieurs formules ont été élaborées pour la détermination des charges admissibles et le refus à atteindre; parmi ces formules on peut citer:

**La formule Hollandaise (L'une des plus célèbres)

$$Q_a = \frac{P_D^2 \times h}{6 \times S \times (P_D + P_p + P_c)}$$

$$S = \frac{P_D^2 \times h}{6 \times Q_a \times (P_D + P_p + P_c)}$$

Q_a est la charge admissible et

s est le refus à atteindre pour la charge admissible

P_D est le poids du mouton (63.5 daN)

h hauteur de chute (50cm)

P_c poids du casque de battage

P_p poids des tiges (6.2daN pour un mètre de tige)

sur tout le tracé de l'axe de l'emprise de la digue 13 essais au pénétromètre dynamique ont été réalisés à raison d'un essai tous les 500m. La plupart des pénétrations ont été jusqu'au delà de 5 mètres car la force de fonçage utilisée ne permettait pas de rencontrer une résistance. Cependant trois pénétrations (Pd1 Pd12 Pd13) ont donné 3500 kPa entre 0 et 5m et une pénétration (Pd12) offre une résistance de 800kPa

Il faudra cependant signaler que les résultats obtenus avec le pénétromètre dynamique nous permettent d'avoir une idée de l'épaisseur des couches rencontrées et la force statique qui produirait un enfoncement permanent égal obtenu sous un coup de mouton .

3-2 ESSAIS AU SCISSOMETRE DE CHANTIER

L'essai au scissomètre de chantier consiste à faire pénétrer dans le sol une sonde à ailettes constituée par deux plaques d'acier formant quatre dièdres orthogonaux et solidaires d'un train de tige ; un couple de torsion est exercé en tête du train de tige jusqu'à rupture du sol autour de la sonde. A l'équilibre limite , le moment résistant des forces de cohésion sur la surface de rupture , qui est supposée être la surface circonscrite aux ailettes , est égal au moment de torsion appliqué en tête.

A partir du moment de rotation M on trouve (si la palette pénètre entièrement dans le sol) :

$$C_u = \frac{6 \times M}{\pi \times D^2 \times (3H + D)}$$



Dans l'avant-projet du CEREEQ au droit de chaque sondage un essai de cisaillement in situ au scissomètre de chantier a été réalisé jusqu'à 5m de profondeur ou jusqu'à refus.

Les essais in-situ réalisés sur l'emprise de la digue au scissomètre révèlent que la cohésion non drainée C_u est comprise entre 4kPa et 25kPa. Ces valeurs de C_u confirment les types de sols obtenus par la classification de CASAGRANDE.

4° TASSEMENT ET CONSOLIDATION

Le calcul des tassements est une étape décisive dans le processus de dimensionnement des digues-routes. Ceci est d' autant plus pertinent que l'emprise de la digue se trouve dans une zone à problèmes. En effet les sols sont compressibles sur presque tout le tracé de la digue (C_r est compris entre 0,2 et 0,7)

La détermination des tassements nécessite d'une part la connaissance du sol de fondation et

ses caractéristiques hydro- mécaniques et d'autre part le comportement des matériaux de construction de la digue.

Dans l'avant-projet du CEREEQ le Banco-coquillage a été préconisé comme matériau de construction et trois échantillons de la réserve de GANDON ont été prélevés et soumis aux essais de laboratoire. Le tableau ci-après résume les caractéristiques essentielles du banco-coquillage.

Prélèvement	1	1	2	3
GRANULOMÉTRIE	%éléments $d \geq 20$ mm	5/1	9/1	16/1
	$2 \text{ mm} \geq d \geq 0.2 \text{ mm}$	10/15	14/22	13/21
	$d < 0.1 \text{ mm}$	69/68	65/64	56/63
		16/16	12/13	15/16
LIMITE D'ATTERBERG	WL	22/19	24/23	26/26
	Wp	14/15	15/16	13/16
	Ip	8/4	9/7	13/8
PERMÉABILITÉ		2,15.10 ⁻⁴	4,9	3.17
ESSAI PROCTOR	γ_{dmax}	2.04	2.045	1.99
	teneur en eau optimum w%	8.3	9.2	9.3
CBR à 95% dn PM		37	60	39

NB: Le deuxième membre de la GRANULOMÉTRIE et de la limite d'ATTERBERG correspond à celui déterminé après compactage du matériau.

Le tassement sera obtenu à partir de la formule suivante.

$$\Delta H = \frac{H \times \Delta e}{1 + e_0}$$