

LISTE DES ABREVIATIONS

Unités :

°C : degré Celsius

h : heure

l : litre

m : mètre

mm : millimètre

m³ : mètre cube

ml : mètre linéaire

MPa : Méga Pascal

Km : kilomètre

Km² : kilomètre carré

s :seconde

t : tonne

m.s : mètre seconde

Sociétés :

APIPA : Autorité pour la Protection contre l'inondation de la plaine d'Antananarivo

INSTAT : Institut National de la Statistique

JIRAMA : Jiro sy Rano Malagasy

SCM : Service Central de la Météorologie

Autres

a : adhérence maçonnerie – gabion

b : contrainte de butée

B : butée

B_s : largeur de la semelle de fondation

BV: bassin versant

CBR: Californiang Bearing Ratio

C_u : cohésion non drainée
 C' : cohésion du sol saturé
 $Cotg$: cotangente
 C'' : coefficient de ruissellement
 C_s : charge de service
 C_U : coefficient d'uniformité
 C_C : coefficient de courbure
 CV : dosage en cendre volante
 CPA : Ciment Portland Artificiel
 CPJ : Ciment Portland Jumelé
 CHF : ciment di haut fourneau
 CLX : ciment de laitier à la chaux
 CSS : ciment sursulfaté
 CLC : ciment de laitier aux cendres
 CLK : ciment de laitier aux clinkers
 d : diamètre d'un pieu
 d : borne inférieur de la phase solide du béton
 D : profondeur d'encastrement
 D : diamètre du plus gros grain
 E : module d'élasticité
 E_t : poussée de terre
 E_w : poussée de l'eau
 e : Épaisseur équivalente de la chaussée
 e_T : Épaisseur totale de la chaussée
 E_s : Equivalent de sable
 f : Surface spécifique Blaine
 F_{ft} : Forfaitaire
 F_l : Coefficient de sécurité au flottaison
 F_p : Coefficient de sécurité au poinçonnement
 F_S : Coefficient de sécurité au glissement
 F_v : Fetch
 F_r : Coefficient de sécurité au renversement

F_g : Coefficient de sécurité au glissement
 f_s : Fine de sable
 FS : Fumée de silice
 h : Hauteur de remblai
 H : Hauteur des vagues
 h_r : Hauteur moyenne de la rivière
 h_f : Hauteur mouillée
 h_{tf} : Hauteur totale du fossé
 i : Pente longitudinale du fossé
 I_{bv} : Pente du bassin versant de la plate-forme
 I_p : Indice de plasticité
 I_r : Pente de la rivière
 J : Perte de la charge
 K_G : Coefficient de compacité de Gravelius
 K_r : Coefficient de rugosité de Strickler
 K : Coefficient de rugosité de Manning
 $k_a \gamma$: Coefficient de poussée due au remblai
 k_{aq} : Coefficient de poussée due aux surcharges
 k_{ac} : Coefficient de poussée due à l'influence de la cohésion
 K_F : Coefficient granulaire
 L_{BV} : Longueur du bassin versant
 L_s : Longueur de la chaînette d'épaulement
 I : Largeur de la chaînette d'épaulement
 L : Largeur de la base du mur de soutènement
 L_p : Longueur des pieux
 m : Fruit du fossé
 M_r : Moment renversant
 M_s : Moment stabilisant
 MS : Masse sèche de l'échantillon
 MS_l : Masse sèche de l'échantillon après lavage
 $MVAT$: Masse volumique apparente théorique
 $MVAR$: Masse volumique apparent réel

NGM : Nivellement Géodésique de Madagascar

N_m : Composante normale de la réaction du sol de fondation

N_u : Contrainte horizontale

N_γ, N_q, N_c : Facteur de capacité portante

n : Durée de service

P : Périmètre mouillé

P : Charge de rupture

P_{BV} : Périmètre du bassin versant

P_C : Périmètre d'un cercle de même superficie que le bassin versant

PHE : Côte des plus hautes eaux

$P_{\max(24, F)}$: Pluviométrie maximale journalière de période de retour F

P_i : Poids du tronçon n°i

P.U : Prix unitaire

q : Surcharge

R : Rayon hydraulique

r : Contrainte relative à la résistance d'un pieu

R_a : Résistance à l'arrachement d'un pieu

R_p : Résistance de pointe

R_u : Résistance latérale ultime

R_v : Revanche

R_b : Résistance à la compression

R_c : Classe de résistance du ciment

S : Tassement

S_m : Surface mouillée

S_1 : Site de Saropody

S_2 : Site d'Anosimahavelona

S_3 : Site d'Anosizato

S_p : Sous-pression

TTC : Tout taxe comprise

t_u : Temps utile

tg : Tangente

T_{ch} : Contrainte exercée par le remblai sur le sol compressible

V : Vitesse d'écoulement

V_v : Vitesse des vagues

W : Ouverture efficace

W_e : Teneur en eau

π : Pi

$\tau_{\max}$: Contrainte admissible sur le sol compressible

τ : Contrainte apportée par le remblai

λ_h : Poids volumique humide

β : Angle d'inclinaison du terrain avec l'horizontale

γ' : Poids volumique déjaugé

$\bar{\gamma}'$: Poids volumique déjaugé moyen

γ_i : Poids volumique après remblai

γ_s : Poids volumique après tassement

ρ : Masse volumique

λ : Angle d'inclinaison du mur de soutènement avec la verticale

δ : Obliquité

φ' : Angle de frottement interne moyen

φ : Angle de frottement interne

σ : Coefficient de poisson dynamique

Δ : Retrait

u_a : Usure annuelle

LISTE DES TABLEAUX

Tableau N°1: Caractéristiques morphologiques de l'Ikopa

Tableau N°2 : Débits moyens mensuels et annuels à la station hydrométrique
d'Ambohimambola

Tableau N°3 : Débits de crue des différentes fréquences ajustées suivant la loi de Gumbel

Tableau N°4 : Pluviométrie moyenne mensuelle et annuelle à Antananarivo

Tableau N°5 : Pluviométrie annuelle des différentes fréquences à Antananarivo

Tableau N°6 : Pluviométrie maximale journalière des différentes fréquences

Tableau N°7 : Caractéristiques morphologiques du bassin versant

Tableau N°8 : Nombre d'exploitants de sable de zone d'étude

Tableau N° 9 : Caractéristiques des fossés (Site de Saropody)

Tableau N°10 : Calcul du centre d'application de la poussée de terre (Site de Saropody)

Tableau N°11 : Résultat de calculs des efforts et des bras de levier (Site de Saropody)

Tableau N°12 : calcul des moments stabilisant et renversant (Site de Saropody)

Tableau N°13 : Différentes valeurs des facteurs de capacité portante en fonction de l'angle
de frottement interne

Tableau N° 14 : Calcul du coefficient de sécurité au poinçonnement (Site
d'Anosimahavelona)

Tableau N° 15 : Calcul du coefficient de sécurité au glissement (Site d'Anosimahavelona)

Tableau N° 16 : Calcul du tassement (Site d'Anosimahavelona)

Tableau N° 17 : Calcul du débit à évacuer (Site d'Anosimahavelona)

Tableau N° 18: Calcul de l'ouverture et de la hauteur mouillée (Site d'Anosimahavelona)

Tableau N° 19: Résumé des caractéristiques des fossés (Site d'Anosimahavelona)

Tableau N°20 : Calcul des moments stabilisant et renversant de la chaîne d'épaulement
(site Anosizato)

Tableau N°21 : Calcul du coefficient de sécurité au poinçonnement (Site d'Anosizato)

Tableau N°22 : Calcul du coefficient de sécurité au glissement (Site d'Anosizato)

Tableau N°23 : Bordereaux de prix et détails quantitatifs

Tableau N° 24.a : Bordereaux de prix et détail estimatif de Saropody

Tableau N° 24.b : Bordereaux de prix et détail estimatif d'Anosimahavelona

Tableau N° 24.c : Bordereaux de prix et détail estimatif d'Anosizato

Tableau N°25.a : Résultats de l'analyse granulométrique (Echantillon 1 et 2)

Tableau N°25.b : Résultats de l'analyse granulométrique (Echantillon 3 ; 4 et 5)

Tableau N°26.: Calcul de coefficient d'uniformité et de courbure

Tableau N°27 : Calcul des modules de finesse

Tableaux N°28.a : Résultats des essais sur l'équivalent de sable (Echantillon 1 et 2)

Tableaux N°28.b : Résultats des essais sur l'équivalent de sable (Echantillon 3 ; 4 et 5)

Tableaux N°29.a : Résultats des essais sur la teneur en eau (Echantillon 1 et 2)

Tableaux N°29.b : Résultats des essais sur la teneur en eau (Echantillon 3 ; 4 et 5)

Tableau N°30 : Résultats des essais sur la perméabilité

Tableau N°32 : Résultats du calcul des résistances en compression avec du ciment CPA 45,
sans défloculant (D=2mm)

Tableau N°33 : Résultats du calcul des résistances en compression avec du ciment CPJ – 2
et utilisation de défloculant (D=2 mm)

Tableau N°35 : Calcul de MVAT à dosage 250 kg de ciment

Tableau N°36 : Calcul de MVAT à dosage 300 kg de ciment

Tableau N°37 : calcul de MVAT à dosage 350 de ciment

LISTES DES FIGURES

Figure N°1 : Hydrographie de l'Ikopa supérieur

Figure N°2 : Plan de localisation

Figure N°3 : Coupe d'une plateforme

Figure N°4 : Plan type de clayonnage

Figure N°5 : Schéma montrant les dimensions du mur de soutènement

Figure N°6 : Schéma montrant les différentes sollicitations sur les murs de soutènement

Figure N°7 : Couche de fondation des pieux

Figure N°8 : Schéma d'un pieu court libre en tête

Figure N°9 : Coupe transversale de l'embarcadère

Figure N°10 : Schéma montrant les sollicitations sur la chaînette d'épaulement

Figure N°11 : Enrochement et clayonnage sur les digues opposées

Figure N°12 : Béton de sable

Figure N°13 : Béton de sable chargé

LISTES DES ANNEXES

ANNEXE I : QUELQUES DONNEES HYDROLOGIQUES ET PLUVIOMETRIQUE

ANNEXE II : ABAQUES DE BIAREZ, DE BROMS ET TABLE DE CAQUOT

ANNEXE III : COURBES GRANULOMETRIQUES

ANNEXE IV : TABLEAUX SYNOPTIQUES D'UTILISATION DES CEMENTS ET
DES ADJUVANTS

ANNEXE V : EFFETS DE L'UTILISATION DU FLUIDIFIANTS

ANNEXE VI : CARACTERISTIQUES DES BETONS DE SABLE

ANNEXE VII : CALCUL DES DOSAGES EN CIMENT ET EN FILLER

SOMMAIRE

Remerciements	
Liste des abréviations	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Listes des annexes	
Introduction	
PARTIE I - GENERALITES.....	19
CHAPITRE I - PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE	203
1.1. Localisation de la zone d'étude.....	3
1.2. L'Ikopa dans le contexte hydrologique.....	3
1.3. Morphologie de la rivière Ikopa.....	5
1.4. Estimation des apports	6
1.4.1. Débits moyens mensuels et annuels	6
1.4.2. Débit de crue de différente fréquence obtenue à partir de la loi de Gumbel	6
1.5. Pluviométrie	6
1.5.1 Pluviométries moyennes mensuelles et annuelles	6
1.5.2 Pluviométrie annuelle des différentes fréquences	7
1.5.3 Pluviométrie maximale journalière des différentes fréquences.....	7
1.6. Morphologie du bassin versant	7
1.7. Géologie du bassin supérieur de l'Ikopa	9
CHAPITRE II- APERCU GENERAL DE L'EXPLOITATION DU SABLE DE LA ZONE D'ETUDE .	10
2.1 Analyse de la situation actuelle	10
2.1.1 Introduction.....	10
2.1.2 Localisation de sites actuels	10
2.1.3 Etat des sites	10
2.1.4 Nombre des exploitants.....	28
2.1.5 Moyens utilisés.....	12
2.1.6 Production	12
2.1.7 Commercialisation et prix	12
2.1.8 Problèmes permanents.....	13
2.2. Perspective	13
2.2.1 Evolution de marché	13
2.2.2 Evaluation de la quantité de sable extractible	14
2.2.3 Proposition de modèle d'aménagement des sites de dépôt.....	16
PARTIE II – AMENAGEMENT DES SITES DE DEPOT DE SABLE	17
CHAPITRE I : CAS DU SITE DE SAROPODY	17
1.1. Introduction.....	17
1.2. Etudes de stabilité	18
1.2.1 Stabilité au poinçonnement	18
1.2.2. Stabilité au glissement.....	19
1.3. Calcul du tassement	20
1.4 Assainissement.....	21
1.4.1 Dimensionnement du fossé latéral et du fossé de pied	21
1.4.2 Clayonnage.....	25
1.5 Etude de stabilité des murs de soutènement	27
1.5.1 Calcul de la poussée de terre	28
1.5.2 Evaluation de la surcharge totale.....	29
1.5.3 Calcul de la poussée totale	29
1.5.4 Détermination du centre de la poussée de terre.....	30
1.5.5 Determination des efforts.....	30
1.5.6 Calcul du coefficient de sécurité au renversement et au glissement.....	32
1.6. Calcul des résistance des pieux et étude de stabilité	33
1.6.1 Calculs des résistances des pieux	35
1.6.2 Etude de stabilité	36
1.7 Dimensionnement de la plate-forme de la voie d'accès.....	38
1.7.1 Epaisseur équivalente de la chaussée	38

1.7.2 Epaisseur totale de la chaussée.....	38
CHAPITRE II : CAS DU SITE D'ANOSIMAHAVELONA	39
2.1. Introduction.....	39
2.2. Résultats de calculs.....	40
2.2.1 Vérification de la stabilité	40
2.2.2 Tassement.....	41
2.2.3 Dimensionnement des fossés	41
2.2.4 Epaisseur de la voie d'accès.....	42
CHAPITRE III : CAS DU SITE D'ANOSIZATO.....	43
3.1. Introduction.....	43
3.2. Dimensionnement de l'embarcadère.....	43
3.3. Etude de la stabilité de la chaînette d'épaulement	44
3.3.1 Stabilité au poinçonnement	44
3.3.2. Coefficient de sécurité à la flottaison.....	45
3.3.3. Coefficient de sécurité au renversement et au glissement.....	45
3.4. Calcul de la revanche	47
3.5. Vérification de la stabilité des talus	48
3.5.1. Coefficient de sécurité au poinçonnement	48
3.5.2. Coefficient de sécurité au glissement.....	48
3.6. Epaisseur de la voie d'accès.....	48
CHAPITRE IV: COUTS DES TRAVAUX ET IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX	49
4.1. Introduction.....	49
4.2 Devis quantitatif.....	49
4.3 Bordereaux de prix et détail estimatif	53
4.3.1 Site de Saropody	53
4.3.2 Site d'Anosimahavelona	54
4.3.3 Site d'Anosizato	55
4.4. Impact sur l'environnement	56
PARTIE III: VALORISATION DES SABLES DE L'IKOPA.....	58
CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES CIMENTS – LES ADJUVANTS –.....	58
1.1 Les ciments	58
1.1.1Définition	58
1.1.2 Composition minéralogique	58
1.1.3 Constituants de base	59
1.1.4 Classification des ciments	60
1.1.5 Caractéristiques des ciments	61
1.1.6 Différents types de ciments.....	62
1.1.7 Différentes propriétés physico-chimiques des ciments	64
1.2 Les adjuvants	66
1.2.1 Définition	66
1.2.2 Différents types d'adjuvants.....	66
1.2.3 Caractéristiques d'emploi des adjuvants	67
1.2.4 Etudes des principaux adjuvants	68
1.3 Les sables	72
1.3.1 Introduction.....	72
1.3.2 Définition des granulats	72
CHAPITRE II : DETERMINATION DES CARACTERISTIQUES DES SABLES DE LA ZONE D'ETUDE.....	77
2.1 Présentation des méthodes d'essai	77
2.1.1Analyse granulométrique	77
2.1.2 Module de finesse	80
2.1.3 Equivalent de sable	80
2.1.4 Organigramme de déroulement de l'essai sur l'équivalent de sable	82
2.1.5 La teneur en eau	83
2.1.6 La perméabilité.....	83
2.2 Présentation des résultats	84
2.2.1 Méthode de prélèvement des échantillons.....	84
2.2.3 Interprétation.....	91

CHAPITRE III- APPLICATION DANS LE BETON DE SABLE.....	92
3.1. Définition	92
3.2. Spécificité du béton de sable.....	92
3.3. Matériaux constitutifs du béton de sable.....	92
3.3.1 Les sables	92
3.3.2 Les fines d'ajout (ou d'addition)	92
3.3.3 Les ciments	93
3.3.4 L'eau	93
3.3.5 Les adjuvants.....	93
3.3.6 Autres ajouts	94
3.4 Propriétés essentielles	94
3.4.1 Dosage en eau efficace.....	94
3.4.2 Module d'élasticité.....	95
3.4.3 Résistance aux chocs.....	95
3.4.4 Résistance au délavage.....	95
3.4.5 Adhérence aux armatures	95
3.4.6 Retrait et fluage	95
3.4.7 Ouvrabilité et qualité d'aspect.....	96
3.5 Méthode théorique de formulation du béton de sable	96
3.5.1 Introduction.....	96
3.5.2 Principe de la méthode	96
3.5.3 Estimation des différents constituants du béton de sable et de la résistance en compression ..	96
3.6 Application de la formule théorique du béton de sable dans le cadre de la zone d'étude	99
3.6.1 Béton de sable avec un ciment CPA 45 ; avec utilisation de défloculant (D=2mm).....	99
3.6.2 Béton de sable avec du ciment CPA 45, sans utilisation de défloculant (D=2mm)	102
3.6.3 Béton de sable avec du ciment CPJ 35, et utilisation de défloculant (D=2mm).....	103
3.6.4 Béton de sable avec du ciment CPA 45, et utilisation de défloculant (D=3.15 mm)	104
3.6.5 Conclusion	105
3.7. Méthode expérimentale de formulation des bétons de sable.....	106
3.7.1 Détermination d'une formule de base sans fines d'addition	106
3.7.2 Détermination du dosage en fines d'addition.....	129
3.7.3 Adaptation de la maniabilité à la mise en œuvre.....	130
3.7.4 Contrôle des résistances	130
3.7.5 Calcul de MVAT pour différents dosages en ciment	131
3.8 Facteurs d'études sur le béton de sable	132
3.8.1 Mesure de la porosité et de la compacité.....	132
3.8.2 Mesure de la perméabilité	132
3.8.3 Mesure de l'absorption capillaire	132
3.8.4 Essais sur le béton frais	112
3.8.5 Essais sur le béton durci	134
3.8.6 Rupture.....	136
3.8.7 Essai de durabilité	137
3.8.8 Essai d'adhérence aux armatures	137
3.9 Domaine d'utilisation du béton de sable.....	138
3.9.1 Fondations.....	138
3.9.2 Bâtiments	138
3.9.3 Construction routière.....	138
3.10 Limites du champ d'application.....	138
3.10.1 Limites inhérentes à la nouveauté	138
3.10.2 Contraintes liées à la formulation.....	139
3.10.3 Contraintes liées aux performances.....	139

INTRODUCTION

Connu et utilisé depuis longtemps par l'humanité, le sable constitue un matériau incontournable dans l'habitat et la construction. Ce type de granulat s'avère toujours nécessaire que ce soit dans la composition d'un mortier, dans la confection du béton ou dans les différents travaux de génie civil. Localement, son utilisation remonte dès le XVI^e siècle avec les premières fortifications européennes sur les côtes. Mais, ce n'est qu'à partir du XIX^e siècle que son emploi avait connu un essor avec les réalisations de Napoléon de Lastelle, de Jean Laborde et de James Cameron dans la capitale. On avait alors extrait le sable dans l'Ikopa, la Sisaony et l'Imamba. A partir début de XIX^e siècle et jusqu'à l'heure actuelle, l'activité d'extraction s'est évoluée et est devenue une source de revenu pour les habitants vivant dans les parages des rivières drainant la plaine d'Antananarivo. Cependant, les ouvrages destinés à assurer les fonctions essentielles dans l'exploitation de sable sont encore rudimentaires. Ils risquent d'être totalement obsolètes dans la mesure où se profile la technologie du béton de sable à Madagascar.

Ce type de béton présente des atouts économiques non négligeables par le fait que l'utilisation des gravillons n'est pas toujours absolue pour confectionner des bétons de qualité destinés pour certains ouvrages. Ainsi, dans de tel cas, le sable peut se substituer aux gravillons.

Dans le cadre du présent mémoire intitulé « EXTRACTION ET VALORISATION DES SABLES DE L'IKOPA », nous essayons d'apporter des solutions aux problèmes touchant l'extraction et la valorisation du sable, en particulier son utilisation en tant que matière première principale dans l'élaboration des bétons de sable.

Pour expliciter et développer le contenu de cet ouvrage, le thème ainsi proposé est divisé en trois parties :

La première partie est consacrée à la présentation de la zone d'étude et aux justifications du projet.

La deuxième partie est orientée aux études techniques de l'aménagement des ouvrages destinés pour l'exploitation des sables.

La troisième partie fournit les caractéristiques des sables de la zone d'étude ainsi que leurs applications dans la composition des bétons de sable.

PARTIE I

GENERALITES

PARTIE I - GENERALITES

CHAPITRE I - PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

1.1. Localisation de la zone d'étude

La zone d'études s'étend le long de la rivière Ikopa .En amont,elle commence au niveau du lac Mandroseza tandis qu'en aval ,c'est le pont d'Anosizato qui en constitue la limite .

Deux ouvrages hydrauliques sont situés à l'intérieur de cette zone, dont :

- le barrage de Tanjombato ;
- le canal de drainage principal Andriantany.

1.2. L'Ikopa dans le contexte hydrologique

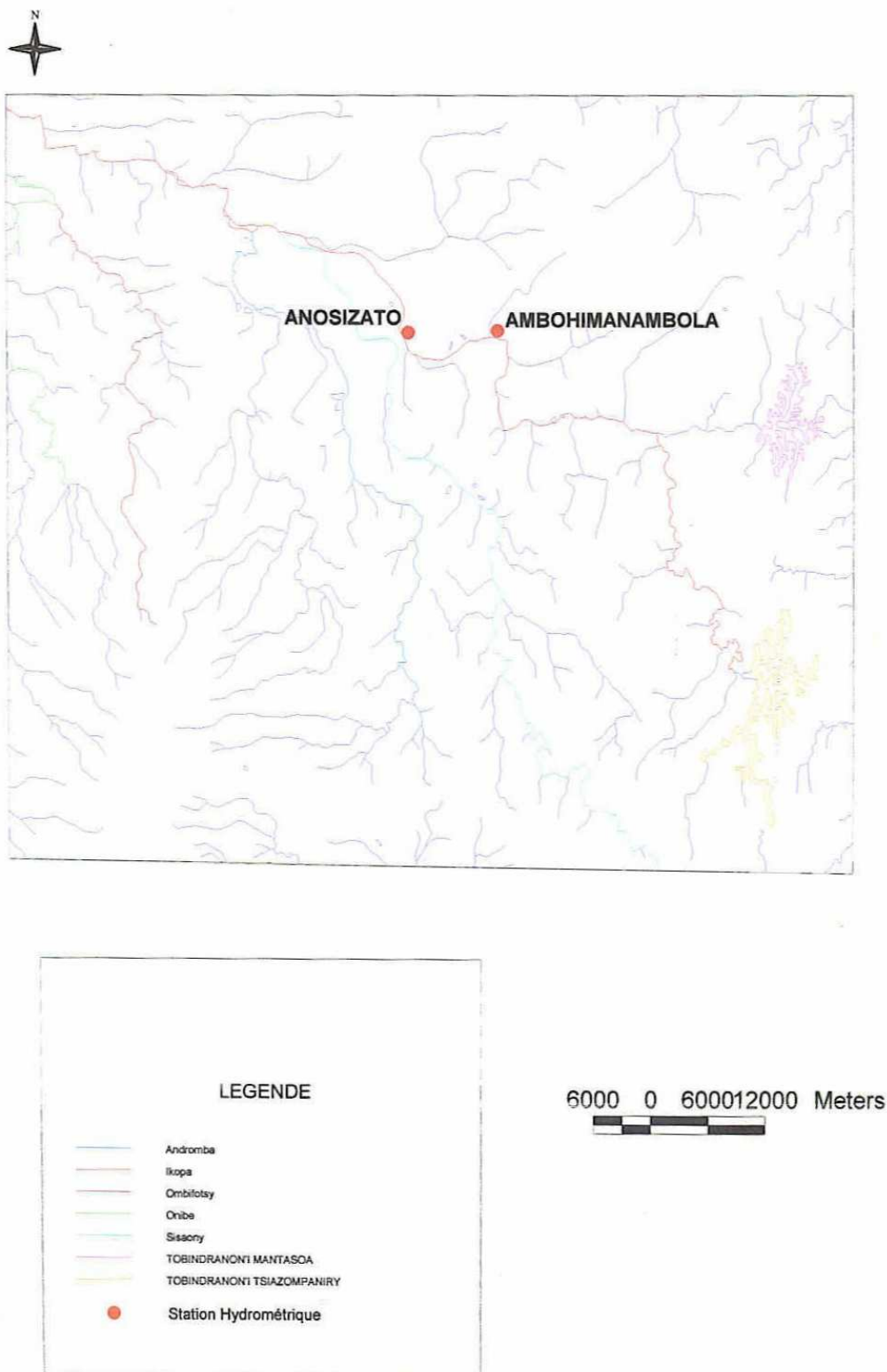
Cette portion de l'Ikopa est comprise dans la branche mère de l'Ikopa supérieur, qui prend sa source au Sud Est d'Antananarivo au sommet de la falaise orientale.

Dans sa partie amont, elle est formée par la réunion de deux rivières : la Varahina Sud et la Varahina Nord qui prennent respectivement leur source dans le massif d'Ambohimirangy, en bordure de la zone forestière de l'Est et dans le massif d'Ambohibe-Ambohitrinandriana au Sud de Mantasoa.

Du confluent de ces deux branches mères, elle coule sur 20km avec une pente moyenne du lit de 3m /Km, jusqu'à Ambohimanambola, situé en amont de la zone d'étude, après avoir franchie les deux chutes d'Antelomita. A l'arrivée dans la plaine d'Antananarivo, la pente du lit s'atténue considérablement. En effet, le lit de la rivière est alors contrôlé en aval de la plaine, par un verrou rocheux qui barre la vallée, ce qui provoque d'importantes chutes en aval : les chutes de Farahantsana. Ces dernières ferment le bassin supérieur de l'Ikopa.

Le bassin de l'Ikopa comprend deux barrages d'accumulation dont la première fonction a été le soutien d'étiage. Aujourd'hui, l'hydroélectricité y est ajoutée. Il s'agit des barrages de :

Figure n° 1 : HYDROGRAPHIE DE L' IKOPA SUPERIEURE



- Mantasoa sur l’affluent du Varahina Nord dont la capacité maximale est de 70 millions de m³ d’eau. Construit en 1938, il était initialement destiné au soutien d’étéage. Les eaux sont maintenant turbinées en direction de la côte Est.
- Tsiazompaniry dont la capacité maximale est de 225 millions de m³, pouvant être portée à 260 millions de m³. Construit en 1956 sur la Varahina Sud, son but est de laminer les crues amont et de régulariser le débit d’étéage

1.3. Morphologie de la rivière Ikopa

Les principaux paramètres permettant de connaître la morphologie d’une rivière sont les suivantes :

- la largeur moyenne l_r ;
- la hauteur moyenne h_r ;
- la pente moyenne I_r ;
- le coefficient de rugosité K .

La largeur moyenne et la hauteur moyenne sont déterminées à partir de plusieurs profils en travers. Quant à la pente moyenne, sa valeur est obtenue sur le profil en long. Le coefficient de rugosité varie suivant la nature du lit et les sections considérées. Les gammes des valeurs trouvées sont indiquées dans le rapport de l’Entreprise DINIKA (1988).

Les caractéristiques morphologiques de l’Ikopa sont consignées sur le tableau suivant

l_r	h_r	I_r	K (lit mineur)	K (lit majeur)
50	4.10	0.03	25 à 41	15 à 31

Tableau N°1: Caractéristiques morphologiques de l’Ikopa

Source : Entreprise DINIKA

1.4. Estimation des apports

L'estimation des apports a été menée à partir de la station hydrométrique d'Ambohimambola. C'est la station la plus proche de la zone d'études qui possède une série suffisante d'observations.

1.4.1. Débits moyens mensuels et annuels

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Total
Moyenne (mm)	27.2	37.14	42.0	41.2	40.0	25.9	22.8	23.0	23.9	25.0	23.4	23.1	29.5

Tableau n°2 : Débits moyens mensuels et annuels à la station hydrométrique d'Ambohimambola

Source : Fleuves et rivières de Madagascar

1.4.2. Débit de crue de différente fréquence obtenue à partir de la loi de Gumbel

Période de retour	10 ans	20ans	50ans	100ans
$P_{\max}(24, F)$	339	424	500	598

Tableau n°3 : Débits de crue des différentes fréquences ajustées suivant la loi de Gumbel

Source : Service hydrologique

1.5. Pluviométrie

1.5.1 Pluviométries moyennes mensuelles et annuelles

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Total
Moyenne(mm)	270.7	217.3	186.5	48.9	19.8	7.5	10.2	12.7	11.5	59.1	156.7	286.9	1327.3

Tableau n°4 : Pluviométrie moyenne mensuelle et annuelle à Antananarivo

Source : SCM

1.5.2 Pluviométrie annuelle des différentes fréquences

Période de retour	ANNEE SECHE		MEDIANE	ANNEE HUMIDE	
	10 ans	5ans	2ans	5ans	10ans
Pluies (en mm)	978	1098	1327	1557	1676

Tableau n°5 : Pluviométrie annuelle des différentes fréquences à Antananarivo

Source : SCM

1.5.3 Pluviométrie maximale journalière des différentes fréquences

Période de retour	ANNEE SECHE		MEDIANE	ANNEE HUMIDE	
	2 ans	5ans	10ans	50ans	100ans
$P_{\max}(24, F)$	80	102	116	129	160

Tableau n°6 : Pluviométrie maximale journalière des différentes fréquences

Source : SCM

1.6. Morphologie du bassin versant

La morphologie d'un bassin versant a une influence sur le ruissellement de surface. Elle est caractérisée par les deux paramètres suivants :

- le coefficient de compacité de GRAVELIUS noté K_G ;
- le rectangle équivalent.

Le coefficient de compacité de GRAVELIUS n'est autre que le rapport du périmètre du bassin versant par le périmètre d'un cercle de même superficie.

$$K_G = \frac{P_{BV}}{P_C}$$

Où,

P_{BV} : Périmètre du bassin

P_C : Périmètre d'un cercle de même superficie

Si S_{BV} représente la superficie du bassin versant,

On a,

$$P_C = 2\sqrt{\pi S_{BV}}$$

$$K_G = \frac{P_{BV}}{2\sqrt{\pi \cdot S_{BV}}}$$

$$K_G = 0.28 \frac{P_{BV}}{\sqrt{S_{BV}}}$$

Pour le rectangle équivalent, il s'agit de la transformation géométrique du bassin en un rectangle de même périmètre et de même surface.

Soient respectivement, L_{BV} et I_{BV} , la longueur et la largeur de ce rectangle.

On sait que :

$$P_{BV} = 2(L_{BV} + I_{BV})$$

$$S_{BV} = L_{BV} \times I_{BV}$$

$$2L_{BV}^2 - P_{BV}L_{BV} + 2S_{BV} = 0$$

$$\text{Alors, } L_{BV} = \frac{P_{BV}}{4} \left[1 + \sqrt{1 - 16 \frac{S_{BV}}{P_{BV}^2}} \right]$$

$$I_{BV} = \frac{P_{BV}}{4} \left[1 - \sqrt{1 - 16 \frac{S_{BV}}{P_{BV}^2}} \right]$$

S_{BV} (Km ²)	P_{BV} (Km)	K_G	L_{BV} (Km)	I_{BV} (Km)
1407	234.4	1.74	103.53	13.57

Tableau n°7 : Caractéristiques morphologiques du bassin versant

Les dimensions du rectangle équivalent, ainsi que les coefficients de compacité de Gravelius permettent de conclure qu'il s'agit ici d'un bassin de forme allongée. On peut déduire par conséquent que les crues y sont relativement aplaties.

1.7. Géologie du bassin supérieur de l'Ikopa

Le bassin supérieur de l'Ikopa est situé en plein centre du socle cristallin. Selon Besairie, il fait partie du groupe d'Ambatolampy du système de graphite. Pétrographiquement, le bassin supérieur de l'Ikopa est constitué par :

- les paragneiss du système de graphite associé à l'orogénèse Shamwaïenne (2.6 GA) ;
- les granites migmatitiques et migmatites granitoïdes du complexe migmatito –granitique (après la phase orogénique majeure, suivie de divers épisodes métamorphiques et tectoniques, les formations du système du graphite ont subi d'importants phénomènes de granitisation aux alentours de 500 MA) ;
- les intrusions basiques.

Les formations magmatiques et métamorphiques sont profondément altérées, à part certaines zones granitiques qui ont mieux résistées à l'altération. On distingue de bas en haut :

- la roche mère ;
- l'horizon d'altération : arène (sable plus ou moins argileux résultant de la désagrégation des roches granitiques) et latérites.

CHAPITRE II- APERCU GENERAL DE L'EXPLOITATION DU SABLE DE LA ZONE D'ETUDE

2.1 Analyse de la situation actuelle

2.1.1 Introduction

Pendant des décennies, aucune infrastructure n'a été élaborée au niveau des travaux d'extraction du sable. Des entailles réalisées sur les digues servent de site de dépôt, avec tous les risques que cela comporte en cas d'inondation. C'est en constatant cette lacune que les responsables de l'APIPA ont décidé en 1998 de lancer un appel d'offre pour la construction des plates-formes destinées pour le dépôt de sable.

2.1.2 Localisation de sites actuels

Site N°1: Ambohimanatrika

Site N°2: Saropody

Site N°3: Tanjombato

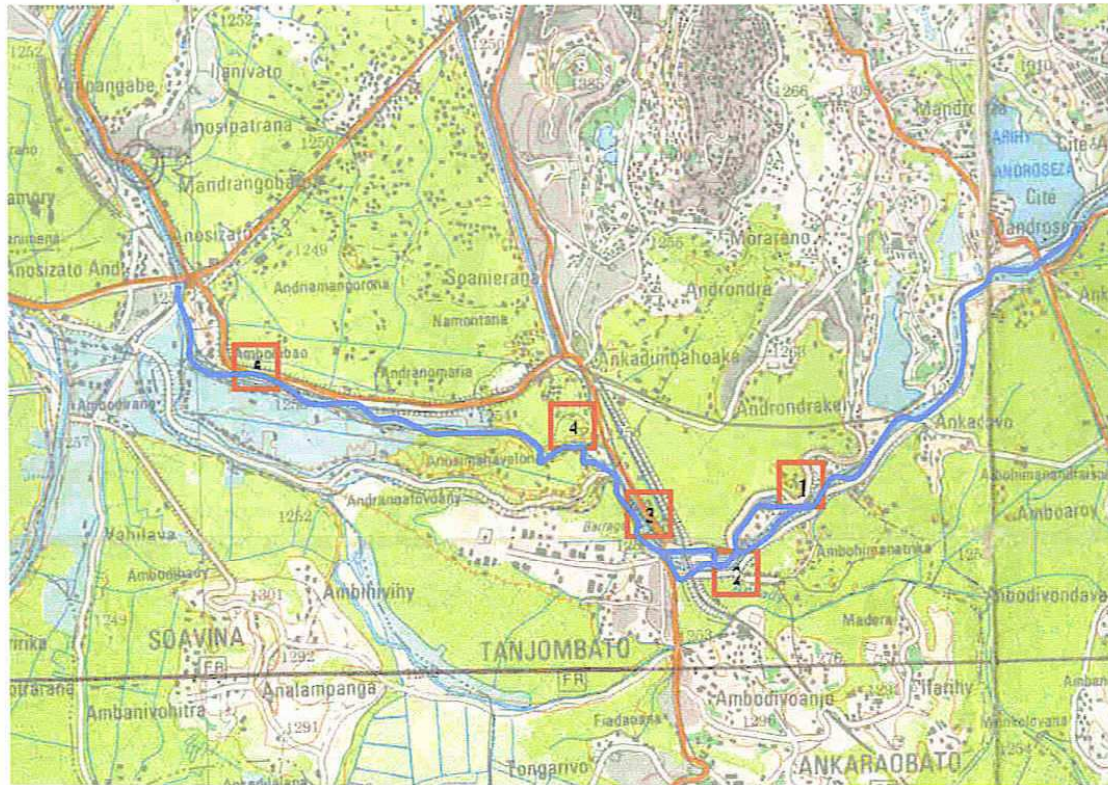
Site N°4: Anosimahavelona

Site N°5: Anosizato

2.1.3 Etat des sites

Généralement, les plates-formes sont en bon état malgré le délabrement des réseaux d'assainissements. Par contre, les pieux destinés à protéger les talus sont en train de s'abîmer progressivement faute d'entretien (cas de Saropody et d'Anosimahavelona). Nous avons décelé également l'absence d'ouvrages de soutènement à l'exception de Tanjombato.

Figure n°2 : PLAN DE LOCALISATION



Legende

- 1** Site d'Ambohimantatra
- 2** Site de Saropody
- 3** Site de Tanjombato
- 4** Site d'Anosimahavelona
- 5** Site d'Anosizato

0

Echelle

4 Km

2.1.4 Nombre des exploitants

Le tableau suivant donne le nombre des exploitants pour chaque site :

Site n°1	Site n°2	Site n°3	Site n°4	Site n°5
20	30	7	15	25

Tableau n°8 : Nombre d'exploitants de sable de zone d'étude

Remarque : Ces nombres n'incluent pas les saisonniers qui travaillent uniquement pendant la période de soudure.

2.1.5 Moyens utilisés

Les moyens utilisés sont :

- des pirogues munies de barres transversales destinées à stocker provisoirement le sable et le transport du sable extrait ;
- des dragues attachées avec des cordes servant directement pour l'extraction proprement dite ;
- des pieux plantés en avant et en arrière de la pirogue pour sa fixation.

2.1.6 Production

Il est difficile d'établir avec exactitude la production actuelle étant donné qu'aucune organisation n'existe encore à ce niveau. La quantité extraite varie d'un exploitant à l'autre et dépend également des saisons. Toutefois, d'après la statistique que nous avons dressée après des enquêtes préliminaires effectuées sur le terrain, nous pouvons estimer que la production annuelle tourne autour de 40 000 m³.

2.1.7 Commercialisation et prix

La commercialisation s'effectue sur les sites de dépôt. Les clients sont pour la plupart des particuliers, souvent des démarcheurs. La société HAZOVATO s'était déjà

approvisionnée à Saropody mais faute de livraison continue et suffisante, l'achat a été interrompu. Les prix varient d'un site à l'autre et ce, suivant les périodes. Pendant la saison sèche, le mètre cube est de 3 000 Ariary tandis que pendant la saison des pluies, le prix atteint au maximum 2 500 Ariary, en raison de l'augmentation du volume de produits extraits car les inondations emmènent généralement d'énorme quantité de sable.

2.1.8 Problèmes permanents

Les problèmes relatifs à l'extraction du sable, tiennent d'abord sur les emplacements des sites de dépôts actuels : le site d'Ambohimanatrika est relativement enclavé tandis que ceux de Saropody, de Tanjombato et d'Anosimahavelona s'avèrent être trop concentrés. Cette situation entretient facilement la concurrence entre les exploitants et influe in extenso sur les prix proposés. Ensuite, la position de certains sites comme Tanjombato et Anosizato ne correspond pas aux normes de la sécurité routière, d'où un risque permanent d'accidents.

Par ailleurs, l'absence de toute forme d'organisation technique rend également l'exploitation difficile et dangereuse : l'érosion commence à attaquer progressivement les berges de l'Ikopa dont la partie la plus visible est du côté d'Anosimahavelona.

2.2. Perspective

2.2.1 Evolution de marché

Aucune statistique n'est disponible pour mieux analyser le marché du sable dans la capitale. En revanche, les données démographiques peuvent apporter des indices quant à l'évolution de la consommation. Selon une enquête publiée par INSTAT au mois de Février 2001, 50% de la population malgache seront concentrés aux environs d'Antananarivo à l'horizon de 2015 si des solutions immédiates ne sont pas appliquées pour remédier à l'exode rural massif. C'est une projection, mais dans tous les cas, on assistera sans doute dans les années à venir à une augmentation progressive et continue de la demande pour satisfaire aux besoins d'infrastructures que ce phénomène exigera.

2.2.2 Evaluation de la quantité de sable extractible

Pour pouvoir estimer la quantité de sable extractible, il faut d'abord comprendre le mécanisme qui régit le transport de ce matériau dans les cours d'eau. Cela fait intervenir deux notions à savoir, l'érosion fluviale et le transport solide. En effet, du fait du phénomène d'érosion, les cours d'eau transportent par charriage et en suspension des matières solides (gravier, sable, limons) en quantité plus ou moins importantes et quelque fois considérables. La distinction entre le charriage et le transport en suspension n'est pas absolue, car un même matériau peut être aussi bien en suspension si la turbulence est forte qu'en charriage si elle est faible.

La répartition dépend étroitement des caractéristiques de l'écoulement qui le supporte.

Il faut cependant noter que pour beaucoup de nos fleuves et rivières, le transport solide s'effectue surtout sous forme de charriage

Il existe un certain nombre de formules qui permettent de calculer le débit solide des transports d'agréats par charriage et par saltation dans un écoulement rectiligne et uniforme. Mais il y en a très peu que l'on peut utiliser dans le cas particulier des fleuves et des rivières.

La mieux adaptée est la formule de MEYER –PETER et MULLER, le débit solide est exprimé par :

$$q_s = 8 \left(\frac{K}{K_r} \right)^{\frac{9}{4}} \cdot \left(\frac{g}{\gamma_1} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot (\tau - \tau_0)^{\frac{3}{2}} \quad (\text{Kg /m.s})$$

Où,

K : coefficient de rugosité de MANNING-GLAUKER

K_r : coefficient de rugosité de STRICKLER

g : accélération de pesanteur ($m.s^{-2}$)

τ : force tractrice (t / m^2)

τ_0 : force tractrice du début d'entraînement (t / m^2)

Avec,

$$\tau = \gamma \cdot R_H \cdot J$$

$$\tau_0 = 0,047(\gamma_1 - \gamma)d_{50}$$

Tels que :

γ : poids volumique de l'eau (t / m^3)

R_H : rayon hydraulique (m)

J : pente de la ligne de charge (‰)

γ_1 : poids volumique de sable (t/m^3)

d_{50} : diamètre des grains représentant 50% des matériaux charriés (mm)

Nous avons :

$$g = 10m.s^{-2}$$

$$\gamma = 1t/m^3$$

$$\gamma_1 = 2.6 t/m^3$$

$$R_H = 1.02m \text{ (D'après les données de l'APIPA)}$$

$$J = 5‰$$

$$d_{50} = 1mm$$

Alors,

$$\tau = 0.00051 t/m^2$$

$$\tau_0 = 0.00047 t/m^2$$

$$K_r = 25$$

$$K = 32$$

Finalement, on a trouvé que $q_s = 7 \text{ Kg/m.s}$

Le dépôt de sable ne s'effectue pas d'une manière continue dans les cours d'eau naturels.

Sur une longueur de 1000m (la zone où le dépôt est effectif), on a trouvé $q_s = 7 \text{ Kg/m.s}$

Pour une année qui compte 31 536 000 s, la quantité de sables charriés est évaluée à 220 752 T, soit 84 904 m³.

Evidemment, ce résultat ne donne qu'une évaluation maximale de la quantité de sable transportée. Même en prenant toutes les précautions, les formules de débit solide ne peuvent donner des résultats précis. La seule façon d'apprécier la validité des formules est de comparer le résultat trouvé à de mesure direct de débit solide faite sur le terrain.

Malheureusement, ces mesures sont difficiles à réaliser.

2.2.3 Proposition de modèle d'aménagement des sites de dépôt

La normalisation des conditions d'exploitation, la réglementation de la production ainsi que l'amélioration de processus de commercialisations sont autant de facteurs qui méritent d'être pris en compte pour aboutir à la professionnalisation du métier d'extraction. Or, cela ne peut s'obtenir qu'en se référant à des principes et de démarches appropriés. D'après l'analyse que nous avons effectué et confirmé d'ailleurs par l'évolution de la demande, nous estimons que la construction des nouvelles plates-formes adaptées aux conditions de production et aux exigences de marché devient une nécessité absolue.

Le choix de l'implantation des sites est justifié par les paramètres suivants :

- accessibilité ;
- proximité des axes routiers ;
- capacité ;
- norme sécuritaire ;
- possibilité et facilité de transport de sable vers le site de dépôt.

PARTIE II

AMENAGEMENTS DES SITES DE DEPOT DE SABLE

PARTIE II – AMENAGEMENT DES SITES DE DEPOT DE SABLE

Introduction

Dans cette partie, nous allons proposer des modèles d'aménagement des sites de dépôt de sable. Le modèle adopté dépend de la dénivelée entre le lit majeur et la berge.

La construction des plates-formes doit obéir à des principes de calcul qui leur confèrent la stabilité. En outre, les ouvrages de protection doivent leur assurer une bonne solidité.

Les matériaux destinés pour la confection des plates-formes doivent répondre aux propriétés géotechniques suivantes :

- - être exempts de matière organique et de détritiques divers,
- - $6\% < I_p < 12\%$
- - $CBR < 12$

Quant aux matériaux sélectionnés utilisés pour la couche de forme :

- Avoir un pourcentage en matière organique $< 0.5\%$
- $10\% < I_p < 17\%$
- $CBR < 30$

CHAPITRE I : CAS DU SITE DE SAROPODY

1.1. Introduction

Le site n°1 sera implanté à Saropody, au dessus de l'actuel site de dépôt de sable, situé sur la berge. Il comprend les éléments suivants :

- plate-forme
- voie d'accès

La plate-forme constitue à la fois un embarcadère, une aire de stockage et de chargement.
Elle sera calée entre les cotes 1251,9 NGM et 1254,1 NGM

Voici les dimensions de la plate-forme :

- longueur : 38m
- largeur : 20m

1.2. Etudes de stabilité

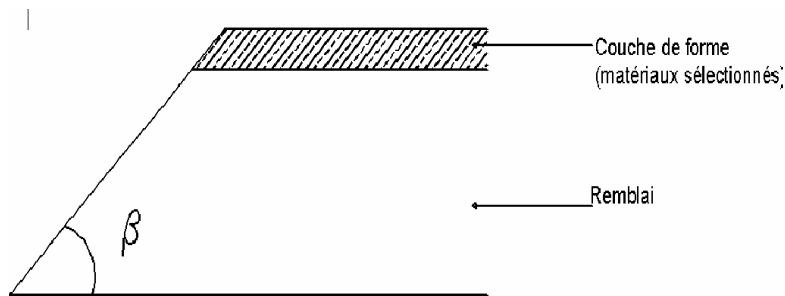


Figure n° 3: Coupe d'une plate-forme

1.2.1 Stabilité au poinçonnement

Le coefficient de sécurité au poinçonnement doit être égal à :

$$F_p = \frac{\tau_{\max}}{\tau}$$

$\tau_{\max}$: Contrainte admissible sur le sol compressible

τ : Contrainte apporté par le remblai de poids volumique γ_h et de hauteur h avec,

$$\tau_{\max} = C_u \cdot (2 + \pi)$$

$$\tau = \gamma_h \cdot h$$

Prenons un remblai de type latérite

Poids volumique humide : $\gamma_h = 1.9 \text{ t/m}^3$

Cohésion non drainée : $C = 3 \text{ t/m}^2$

Hauteur du remblai : $h = 2 \text{ m}$

D'où, $F_p = 3.8 > 1.5$

1.2.2. Stabilité au glissement

Plusieurs méthodes sont proposées pour déterminer la stabilité au glissement d'un talus. Nous allons utiliser celle de Taylor et de Biarez.

La pente des talus est de 2/3, c'est-à-dire $\cotg \beta = 3/2$

Dans la méthode de Taylor et de Biarez, on considère que le massif est homogène.

En état d'équilibre limite, le coefficient de sécurité est alors :

$$F_s = \frac{C_u}{C'}$$

Avec, C_u : coefficient non drainé

C' : Valeur de mobilisé

L'abaque de Biarez donne la solution de l'équation $\frac{C'}{\gamma_h} = f(\tan \phi')$ pour différentes valeurs de β .

Ici, il s'agit donc de déterminer la valeur de ϕ' , et de déduire par la suite celle de C'

Pour un coefficient de sécurité minimal, on a $\phi' = 0$, c'est-à-dire $\tan \phi = 0$

Après lecture, on trouve $\frac{C'}{\gamma_h} = 0.16$ pour $\beta = 33.7^\circ$. Alors, $C' = 0.608$

Prenons un remblai de type latérite

Hauteur de remblai : $h = 2\text{m}$

Cohésion non drainée : $C_u = 3\text{t/m}^2$

Poids volumique humide $\gamma_h = 1.9\text{ t/m}^3$

Finalement, on a $F_s = 4.9 > 1.5$

1.3. Calcul du tassement

D'après COSTET et SANGLERAT, le tassement réel S est compris entre deux tassements relatifs :

-le tassement vertical

$$\frac{S_1}{h} = 1 - 3 \frac{\gamma_i}{\gamma_s}$$

γ_i : poids volumique après remblai

γ_s : poids volumique après tassement,

-le tassement dans le cas d'une compression homothétique

$$\frac{S_2}{h} = 1 - 3 \sqrt{\frac{\gamma_i}{\gamma_s}}$$

On a alors,

$$S = \frac{1}{3} S_1 + \frac{2}{3} S_2$$

Soit,

$$\frac{S}{h} = 1 - \frac{2}{3} 3 \sqrt{\frac{\gamma_i}{\gamma_s} - \frac{1}{3} \frac{\gamma_i}{\gamma_s}}$$

Le rapport $\frac{\gamma_i}{\gamma_s}$ est toujours voisin de 1, on peut donc simplifier la formule ci-dessus et on

obtient finalement :

$$\frac{S}{h} = \frac{5}{9} \left[1 - \frac{\gamma_i}{\gamma_s} \right]$$

Si on suppose $\frac{\gamma_i}{\gamma_s} = 0.9$ (ce serait le cas d'un remblai mal compacté), on trouve :

$$\frac{S}{h} = 5.6\%$$

$$S = 0.056 h$$

$$S = 11\text{cm}$$

Alors, il faut ajouter une couche de remblai de 11cm d'épaisseur pour prévenir le tassement de la plate-forme.

1.4 Assainissement

Les assainissements concernent la protection de la plate-forme contre les eaux pluviales. A terme, la plate-forme pourrait être affectée par des cavités et de ravinements, si des dispositions particulières ne sont pas prises. Cette situation pourrait remettre en cause la stabilité des talus. En conséquence, il faudra engazonner la partie en pente et créer des fossés latéraux et des fossés de pied pour drainer et évacuer les eaux de pluie.

Dans le cas du site n°1 de Saropody, il est nécessaire de construire un fossé latéral et un fossé de pied dont les longueurs sont respectivement 45m et 20.5m.

1.4.1 Dimensionnement du fossé latéral et du fossé de pied

Le dimensionnement du fossé latéral et du fossé de pied consiste à trouver la hauteur h_{tf} afin d'éviter le débordement en période de pluie.

La démarche est la suivante :

- calculer le débit maximal à évacuer
- Fixer la pente longitudinale du fossé
- Evaluer la hauteur mouillée h_f , puis déterminer la hauteur h_{tf} et les différentes caractéristiques du fossé.

a) Calcul du débit maximal à évacuer

$$Q_{\max} = \frac{1}{3600} C.I.S_{bv}$$

I : intensité de l'averse provoquant le débit maximum pendant le temps utile, de fréquence p, c'est-à-dire $I = I(t_u, p)$

S_{bv} : Surface du bassin versant de la plate-forme

C : Coefficient de ruissellement égal à 0.95 pour les chaussées et les plates-formes

Détermination de I :

$$I(t_u, p) = 28 (t_u + 18)^{-0.763} \cdot I(1, p)$$
$$\text{Et } t_u = 0.87 t_c^{0.82}$$

Où $I(1, p)$: intensité de l'averse de fréquence p

t_c : temps de concentration, donnée par la formule de Ventura

$$t_c = 0.1272 \left(\frac{S_{bv}}{I_{bv}} \right)^{\frac{1}{2}}$$

I_{bv} : Pente du bassin

$$I_{bv} = 3\%$$

$$S_{bv} = 1.075.10_3 \text{ Km}^2$$

$$\text{Donc, } t_c = 4.56 \text{ mm/h}$$

$$\text{D'où, } t_u = 3.01 \text{ mm}$$

$$\text{Avec, } I(1, 10) = 64 \text{ mm/h}$$

$$\text{On a, } I(t_u, 10) = 175.26 \text{ mm/h}$$

Finalement, on obtient $Q_{\max} = 49.71 \text{ l/s}$ soit $0.0497 \text{ m}^3/\text{s}$

- **On prend $i=5\%$** , la pente longitudinale du fossé.

b) Détermination de la hauteur mouillée

h_f est donnée par la formule suivante :

$$h_f = \sqrt{\frac{w}{S_m(\alpha - m)}}$$

m : fruit du fossé ($m=0$ pour un fossé rectangulaire)

α : coefficient dépendant du fruit m

$$m = \sqrt{m^2 + 1}$$

S_m : surface mouillée

W : ouverture efficace

W est obtenu à partir de la formule :

$$w = 0.5y + 1.25 \sqrt{\frac{Q}{k\beta_i^{(0.5+y)} i^{1/2}}}$$

Q : débit à évacuer (m^3/s)

K : coefficient de rugosité de Manning

i : pente longitudinale du fossé

$$\beta_f = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{1}{(\alpha - m)}}$$

$$Q = 0.0497 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$K = 67$$

$$I = 5\%$$

$$y = \frac{1.5}{\sqrt{67}}$$

$$\text{donc, } W = 0.097 \text{ m}^2$$

$$\text{d'où, } h_f = 0.21 \text{ m}$$

A cette valeur, il faut ajouter une marge de sécurité de 20cm, afin d'éviter le débordement du à la revanche.

Donc, la hauteur totale du fossé :

$$h_{tf} = h_f + 0.20$$

$$\text{d'où, } h_{tf} = 0.41 \text{ m}$$

Un autre facteur qui peut causer le débordement est la présence de branchage et de débris divers. Les réglementations en vigueur fixent à 3.50 m/s la vitesse d'écoulement maximal dans les fossés. Il faudra donc en tenir compte en cas de présence d'obstacle qui pourrait gêner la circulation des eaux.

D'après la formule de Manning Strickler, la vitesse est donnée par :

$$V = K.R^{(0.5+y)} . i^{1/2} \text{ [m/s]}$$

Avec,

$$R : \text{rayon hydraulique } R = \frac{S_p}{m} \text{ (m)}$$

S_m : surface mouillée (m)

P : périmètre mouillé (m)

$$P = b + \alpha h_{tf}$$

$$\text{Or, } b = h_{tf}(\alpha - 2m)$$

$$P = h_{tf}(\alpha - m)$$

On trouve $R = 0.115m$

Donc, finalement $V = 1.08m/s < 3.5m/s$

La condition de non ensablement est remplie

- Tableau résumant les caractéristiques des fossés

Q (m ³ /s)	W (m ²)	h _{tf} (m)	B (m)	P (m)	R (m)	V (m/s)
0.094	0.09	0.41	0.42	0.84	0.12	1.08

Tableau N° 9 : Caractéristiques des fossés (Site de Saropody)

Tels que,

Q : débit à évacuer

W : ouverture efficace

H_f : hauteur totale du fossé

B : largeur du fossé

P : périmètre du fossé

R : rayon hydraulique

V : vitesse d'écoulement

1.4.2 Clayonnage

Le clayonnage est un ouvrage effectué sur les talus afin de protéger ces derniers contre les eaux de ruissellement. C'est une pratique courante lorsque le talus est en gradin.

Dans le cas de notre projet, nous proposons le clayonnage sur toutes les parties de l'embarcadère, en dehors du pied qui fera l'objet d'une autre protection traitée dans les calculs des soutènements.

Le plan type de clayonnage est reproduit dans les figures ci-après :

PLAN TYPE DE CLAYONNAGE

COUPE TRANSVERSALE

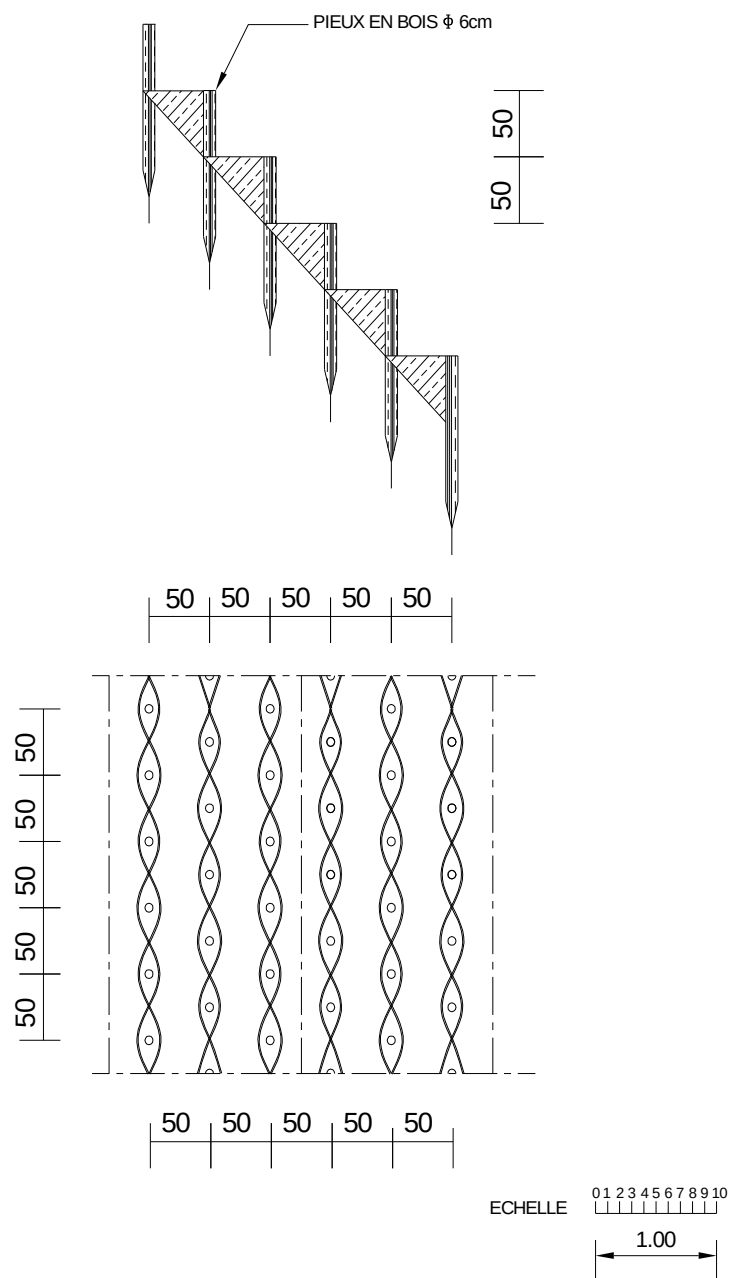


Figure n° 4: Plan type de clayonnage

1.5 Etude de stabilité des murs de soutènement

Bien que le coefficient de sécurité au glissement soit relativement élevé, les talus peuvent être sujet au glissement.

Pour prévenir ce type d'accident, et étant donné qu'une partie du remblai peut être pratiquement au contact de l'eau pendant les saisons de pluie, la construction des murs de soutènement s'avère donc nécessaire sur les talus amont et aval de la plateforme. Ceux-ci doivent se reposer sur des gabions semelles pour éviter les risques d'affouillement. Ils doivent être également muni de barbacanes pour évacuer les eaux d'infiltration.

La hauteur des murs envisagés est de 1.2m. Dans les calculs, on néglige les butés.

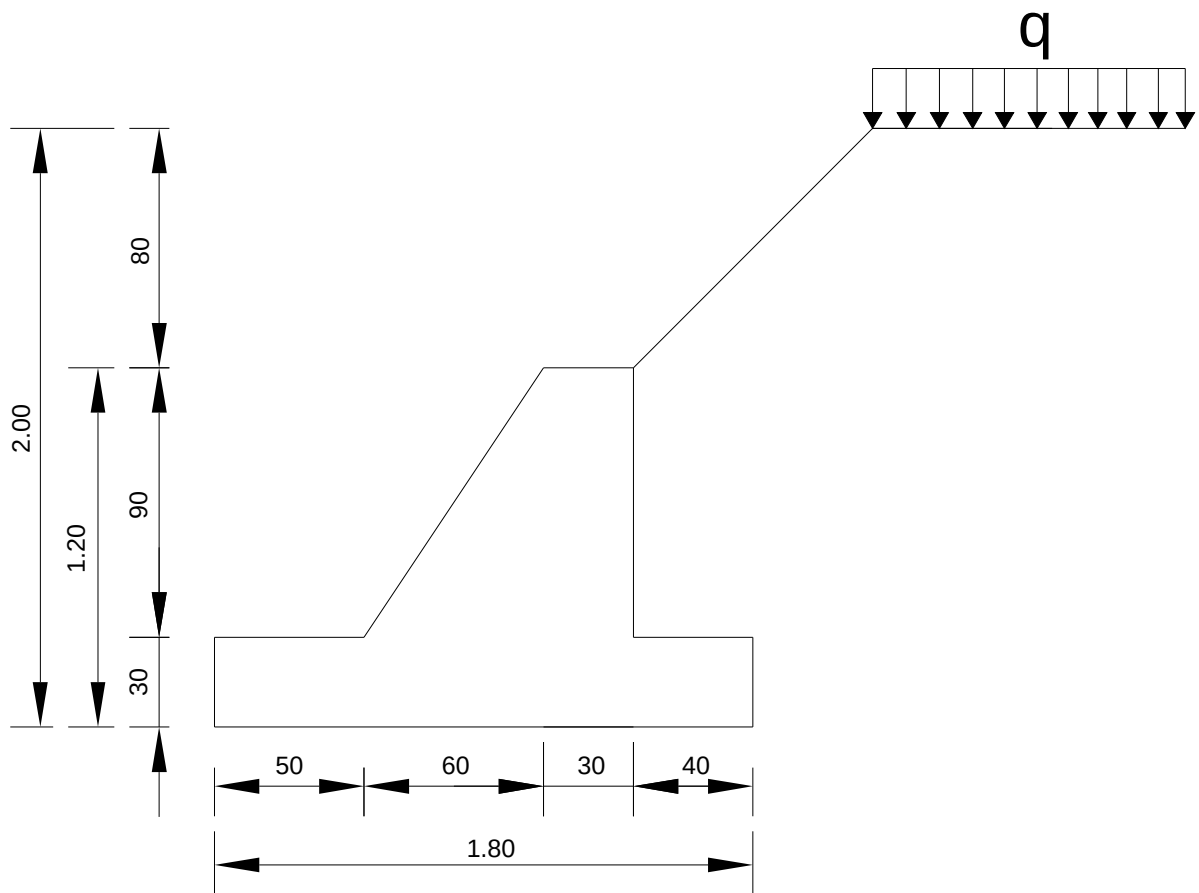


Figure n° 5 : Schéma montrant les dimensions du mur de soutènement

1.5.1 Calcul de la poussée de terre

❖ Calcul des coefficients de poussée

- Coefficient de poussée due au remblai

$$K_{a\gamma} = \frac{\sin \beta \cos(\lambda - \beta)}{\cos \delta \sin \varphi \sin(\omega_\beta + \beta)} [1 - \sin \varphi \cos(2\lambda + \omega_\beta - \beta)]$$

avec, δ : obliquité

λ : angle d'inclinaison du mur par rapport à la verticale

φ : angle de frottement interne

β : angle d'inclinaison du terrain par rapport à l'horizontale

$\beta : 33,7^\circ$

$\lambda = 0$ pour un parement vertical

$\omega_\beta = 90^\circ$ car $\beta < \varphi$

D'où $K_{a\gamma} = 0,454$

- Coefficient de poussée due à la surcharge

$$K_{aq} = \frac{\cos \delta - \sin \varphi \cos \omega_\delta}{\cos \alpha_0 + \sin \varphi \cos \omega_{\alpha_0}} e^{(-2\alpha g \varphi)}$$

α_0 : Inclinaison de la surcharge

$$\sin \varpi_\delta = \frac{\sin \delta}{\sin \varphi} = 1 \text{ car } \varpi_\delta = 90^\circ$$

$$\varepsilon = \frac{\varpi_\delta - \delta}{2} + \beta - \lambda = 35^\circ = 0.61 \text{rd}$$

$$K_{aq} = 0.449$$

- Coefficient de poussée due à l'influence de cohésion

$$K_{ac} = \frac{\frac{1}{\cos \delta} - K_{aq}}{\tan \varphi} = 1.690$$

1.5.2 Evaluation de la surcharge totale

- Surcharge due aux essieux des camions : $q_1 = 1.21 \text{ t/m}^2$
- Surcharge due au poids des couches supérieures : $q_2 = 2.67 \text{ t/m}^2$
- Surcharge sur le remblai : $q_3 = 0.44 \text{ t/m}^2$

La surcharge totale est :

$$q = q_1 + q_2 + q_3$$

$$q = 4.32 \text{ t/m}^2$$

1.5.3 Calcul de la poussée totale

D'après la méthode de RANKINE, les actions du sol surchargé sur un écran de soutènement se traduisent par une densité $\rho(r)$ telle que :

$$\rho(r) = \gamma.K_{a\gamma} + q.K_{aq} + C.K_{ac}$$

Supposons que le sol étant saturé, alors on prend

$$\gamma' : \text{Poids volumique déjaugé } (\gamma' = 1.1 \text{ t/m}^2)$$

$$C' : \text{cohésion du sol saturé } \left(C' = \frac{2}{3} Cu = 2 \text{ t/m}^2 \right)$$

$$q : \text{surcharge totale } (q = 4.23 \text{ t/m}^2)$$

$$\text{On a, } \rho(r) = 0.499r - 1.44$$

La poussée totale est donnée par :

$$E_t = \frac{1}{2} 0.499(h^2) - 1.44h$$

$$E_t = 1.36t$$

$$E_{tx} = E_t \cos \delta = 1.27t$$

$$E_{ty} = E_t \sin \delta = 0.46t$$

1.5.4 Détermination du centre de la poussée de terre

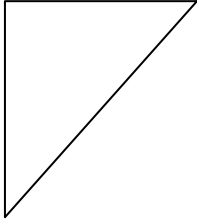
	Si	Xi	Yi
	1,008	0,42	0,6
	0,36	1,06	0,8

Tableau N°10 : Calcul du centre d'application de la poussée de terre (Site de Saropody)

$$X_{GEt} = \frac{\sum SiXi}{\sum Si} \qquad Y_{GEt} = \frac{\sum SiYi}{\sum Si}$$

$$\text{Et } \begin{cases} X_{GEt} = 0,57 \text{ m} \\ Y_{GEt} = 0,65 \text{ m} \end{cases}$$

1.5.5 Détermination des efforts

- **Poussée de l'eau**

$$E_w = (1/2) \gamma .w. h^2 = 0,6t$$

$$E_w \begin{cases} X_w = 0,33m \\ Y_w = 0,4m \end{cases}$$

- **Poids des massifs constituant le mur**

Densité du moellon : 2,4

P1 : Poids du mur dans le tronçon N°1

P2 : Poids du mur dans le tronçon N°2

P3 : Poids du mur dans le tronçon N°3

P4 : Poids du mur dans le tronçon N°4

P5 : Poids du remblai

P6 : Sous-pression

Les différents efforts qui sollicitent le mur de soutènement sont reproduits dans la figure suivante :

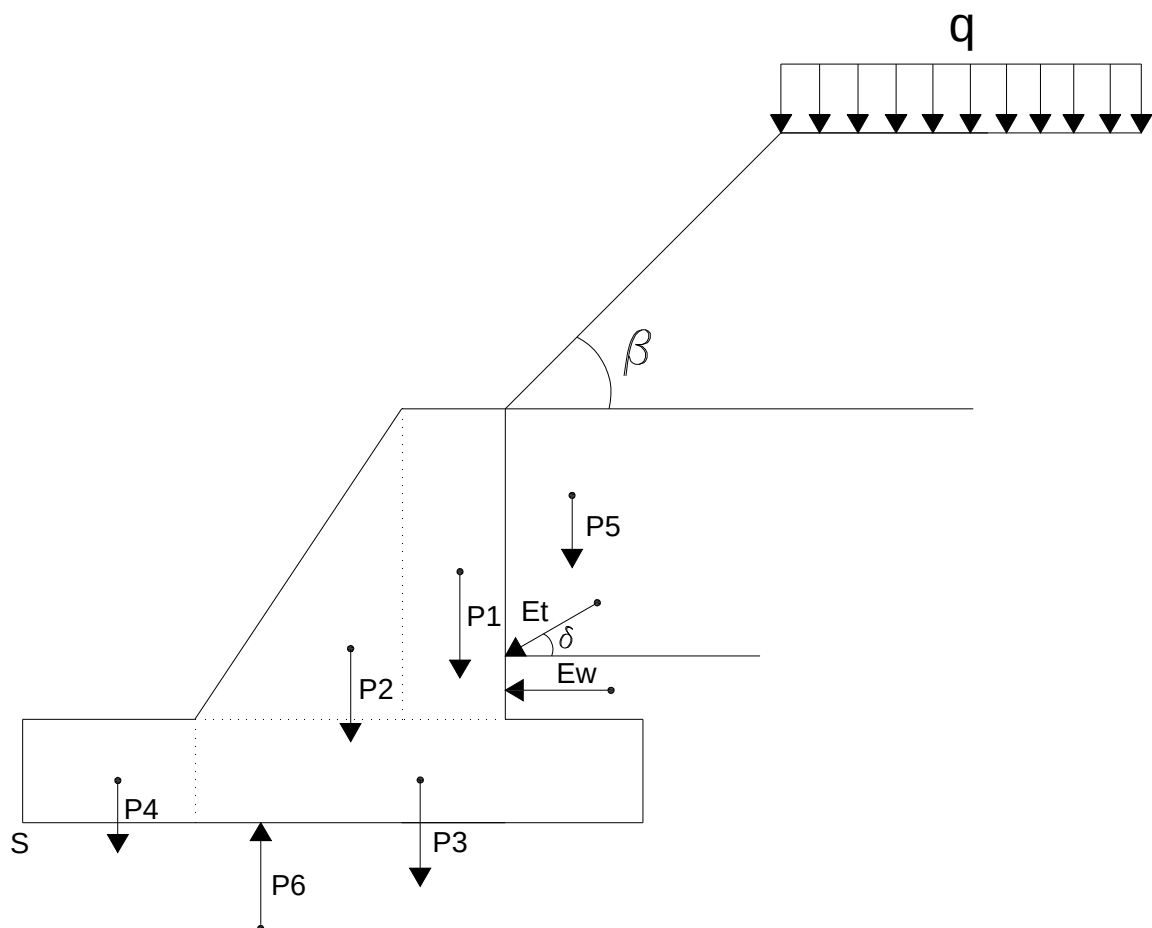


Figure n° 6 : Schéma montrant les différentes sollicitations sur le mur de soutènement

	1	2	3	4	5	6
Pi	0,648	0,648	0,936	0,36	0,581	0,396
Xi	1,25	0,80	1,15	0,25	1,57	1,15
Yi	0,75	0,60	0,15	0,15	0,75	0

Tableau N°11 : Résultat de calculs des efforts et des bras de levier (Site de Saropody)

1.5.6 Calcul du coefficient de sécurité au renversement et au glissement

Désignation	Forces (t)		Bras de levier		Moment par rapport à S	
	Verticale	Horizontale	Xi (m)	Yi (m)	Moment stabilisant	Moment renversant
Et	-0.46		1.97		0.906	
		1.27		0.65		0.825
Ew		0.6		0.4		0.24
P1	-0.648		1.25		0.81	
P2	-0.648		1.8		0.518	
P3	-0.936		1.15		1.706	
P4	-0.36		0.25		0.09	
P5	-0.581		1.57		0.912	
P6	0.396		1.15			0.594
Sommes	3.237	1.87			4.312	

Tableau N°12 : calcul des moments stabilisant et renversant (Site de Saropody)

➤ **Coefficient de sécurité au renversement**

$$F_r = \frac{M_s}{M_r} = \frac{3,668}{1,659} = 2,21 > 1,5$$

➤ **Coefficient de sécurité au glissement**

$$F_g = \frac{aL + N_m \operatorname{tg} \delta}{T}$$

Avec,

a : adhérence maçonnerie –gabions

L : base de mur de soutènement

N_m : composante normale de la réaction du sol de fondation

T : composante tangentielle de la réaction du sol de fondation

Nous avons,

$$A = 2\text{m}$$

$$L = 1,8\text{m}$$

$$N_m = 3,237\text{t}$$

$$\operatorname{tg} \delta = 0,364$$

$$T = 1,87\text{t}$$

Finalement, $F_g = 2,5 > 1,5$

1.6. Calcul des résistance des pieux et étude de stabilité

Le pied de l'embarcadère, situé sur le talus latéral doit être protégé à l'aide des pieux battus jointifs pour contenir la poussée de terre et la force d'écoulement.

La résistance des pieux vis-à-vis des différents efforts dépend de la nature du terrain de fondation. D'après les sondages pénétrométriques effectuées par la JIRAMA sur les rives de l'Ikopa à Mandroseza, la rive droite est surmontée d'une couche d'argile molle de

2m d'épaisseur et d'une couche de sable de 1m. Nous supposons que ce sondage reste valable dans notre zone d'étude.

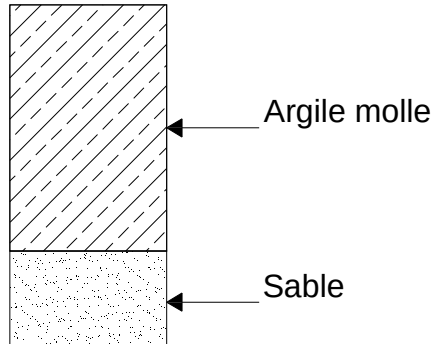


Figure n° 7 : Couche de fondation des pieux

➤ **Dimensions des pieux**

-Longueur : 3m

-Diamètre : 15m

➤ **Caractéristiques des sols de fondation**

Argile molle :

- ❖ Cohésion : $C = 1 \text{ t/m}^2$
- ❖ Poids volumique : $\gamma_1 = 1.8 \text{ t/m}^3$
- ❖ Poids volumique déjaugé : $\gamma'_1 = 1.1 \text{ t/m}^3$
- ❖ Angle de frottement interne : $\varphi_1 = 15^\circ$
- ❖ Epaisseur : $h_1 = 2 \text{ m}$

Sable

- ❖ Cohésion : $C = 0$
- ❖ Angle de frottement interne : $\varphi_2 = 30^\circ$
- ❖ Poids volumique : $\gamma_2 = 2.6 \text{ t/m}^3$
- ❖ Poids volumique déjaugé : $\gamma'_2 = 1.6 \text{ t/m}^3$

1.6.1 Calculs des résistances des pieux

➤ Résistance à l'écoulement

On calcul ici la résistance à l'écoulement d'un pieu isolé

$$R_e = r \cdot \frac{\pi d^2}{4}$$

r : contrainte relative à la résistance du pieu

d : diamètre du pieu

D'après CAQUOT,

$$r = r_1 + r_2 + r_3$$

Où

r_1 : contrainte de la résistance propre de la surface du terrain sur lequel repose la fondation ;

$$r_1 = 0,192 \gamma \cdot \frac{d}{2} \cdot j \cdot [e^{4,33} \tan \varphi - 1]$$

$$j = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

r_2 : contrainte de la résistance due à la charge des terrains latéraux ;

$$r_2 = h \bar{\gamma}' \cdot j e^{\pi \tan \varphi} [1 + 0,32 \tan^2 \varphi']$$

φ' : angle de frottement interne moyen

$\bar{\gamma}'$: poids volumique déjaugé moyen

r_3 : contrainte de la résistance due aux frottements latéraux.

$$r_3 = \gamma \cdot \frac{h^2}{d} \cdot \tan \varphi' \cdot e^{\frac{19}{30} \tan \varphi' (1 + \tan \varphi'^{\frac{2}{3}})}$$

d'où,

$$r = 4,74 + 65,29 + 25,07$$

$$r = 86,1 \text{ t/m}^2$$

Donc,

$$R_e = 86,1 \times 0,017$$

$$R_e = 1,52 \text{ t}$$

➤ **Résistance à l'arrachement**

$$R_a = \frac{\pi}{4} \cdot \bar{\gamma}' \cdot h^2 \cdot d \cdot s$$

$$\text{Avec } s = -\tan \varphi' [(1 - \sin \varphi')^2 + 0,14(1 - \cos 4\varphi')]$$

$$R_a = 0,48 \text{ t}$$

1.6.2 Etude de stabilité

➤ **Stabilité vis-à-vis de la rupture**

$$F_r = \frac{R_u}{N_p}$$

R_u : résistance latérale ultime

N_p : contraintes horizontales

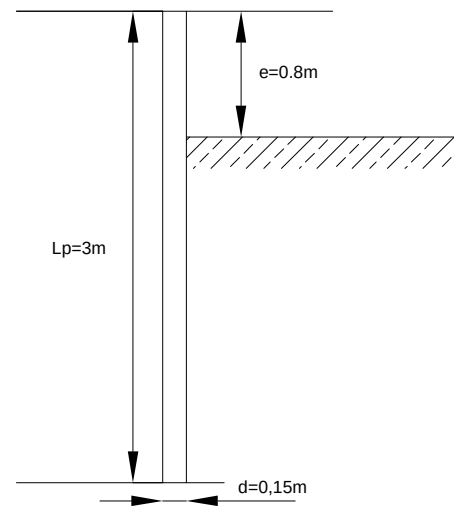


Figure n°8 : Schéma d'un pieu court libre en tête

R_u est donnée par l'abaque de Broms pour les pieux courts libre en tête avec

$$\frac{e}{L_p} = 0,26 \text{ et } \frac{L_p}{d} = 20 \text{ (encastrement relatif)}$$

$$R_u = 160,2 \text{ t}$$

$$N_p = E_t + T_{ch}$$

Avec E_t : poussée de terre

T_{ch} = contrainte exercée par le remblai sur le sol compressible

$$E_t = 0,93 \text{ t}$$

$$T_{ch} = 0,43 \text{ t}$$

$$N_p = 1,36 \text{ t}$$

$$D'où F_r = 117,8 > 6$$

➤ **Stabilité à l'enfoncement**

$$F_e = \frac{q_{ea}}{C_s}$$

Tel que :

q_{ea} : contrainte admissible à l'enfoncement

C_s : charge de service

$$q_{ea} = \frac{R_p}{6} = \frac{\gamma \cdot D \cdot N_q + 12C \cdot N_c}{6}$$

R_p : résistance de pointe

N_c, N_q : facteurs de capacité portante

φ	N_γ	N_q	N_c
0	0	1	5,1
5°	0,2	1,6	6,5
10°12	1	2,5	8,3
° 15°	1,6	3,6	9,38
20°	2,3	3,9	11 14,8
25°	5	6,4	20,7
30°	10,4	10,7	30,1
	21,8	18,4	

Tableau N°13 : Différentes valeurs des facteurs de capacité portante en fonction de l'angle de frottement interne

Les pointes des pieux s'enfoncent dans le sable, donc, $N_c = 30,1$; $N_q = 18,4$

$$D'où q_{cq} = 7,293 \text{ t/m}^2$$

La charge de service C_s étant de $2,94 \text{ t/m}^2$

Finalement, on a $F_e = 2,5 > 2$

1.7 Dimensionnement de la plate-forme de la voie d'accès

- Longueur : 7,40 m
- Largeur : 3 m
- Accotements : 1 m

1.7.1 Epaisseur équivalente de la chaussée

$$E = \frac{100 + (75 + 50 \log \frac{N}{10}) \sqrt{P}}{CBR + 5}$$

e : épaisseur en cm

N : nombre de camions de plus de 3 tonnes par

P/2 : poids de la roue maximale en tonnes

Dans le cas du projet, prénots :

CBR = 12

P = 3 t

N = 20

D'où, e = 15,05 cm

1.7.2 Epaisseur totale de la chaussée

$$e_T = e + n.U_a$$

n : durée de projet (10ans)

U_a : usure annuelle (3 cm/an)

Donc, on a e_T = 45,05 cm

CHAPITRE II : CAS DU SITE D'ANOSIMAHAVELONA

2.1. Introduction

Le deuxième site se trouve à Anosimahavelona. Comme dans le cas du site de Saropody, la plate-forme constitue un embarcadère, un site de dépôt de sable et une aire de chargement. Elle sera calée entre 2149.51 NGM et 1250.98 NGM.

La plate-forme est reliée à la piste par une voie d'accès. Le site d'Anosimahavelona se trouve à environ 480m de la RN 7, à côté du lotissement FORELLO.

Voici les caractéristiques de la plate-forme :

-Longueur : 25 m

-Largeur : 16 m

Voici les étapes à suivre pour le dimensionnement de la plate- forme :

- Vérification de la stabilité
- Calcul du tassement
- Dimensionnement du fossé de pied et du fossé latéral

Remarque : Les pieux employés pour le renforcement du pied de l'embarcadère sont de mêmes dimensions que celles du site N° 1. Aussi, on ne reprendra plus les calculs y afférents. Idem pour le cas des murs de soutènement.

2.2. Résultats de calculs

2.2.1 Vérification de la stabilité

➤ Coefficient de sécurité au glissement

C_u (t/m ²)	γ_h (t/m ³)	h (m)	$\tau_{\max}$ (t/m ²)	τ (t/m ²)	$F_p = \frac{\tau_{\max}}{\tau}$
3	1.9	1.47	15.42	3.23	4.8 > 1.5

Tableau N° 14 : Calcul du coefficient de sécurité au poinçonnement (Site d'Anosimahavelona)

➤ Coefficient de sécurité au glissement

γ (t/m ³)	β (degré)	h (m)	$\text{tg } \varphi''$	$\frac{C''}{\gamma \cdot h}$	C''	$F_{s_1} = \frac{C_u}{C''}$
1.9	33.7	1.47	0	0.16	0.45	6.7 > 1.5

Tableau N° 15 : Calcul du coefficient de sécurité au glissement (Site d'Anosimahavelona)

2.2.2 Tassement

$\frac{S}{h}$	h (m)	S (m)
5.6	1.47	8

Tableau N° 16 : Calcul du tassement (Site d'Anosimahavelona)

2.2.3 Dimensionnement des fossés

➤ Détermination du débit maximal à évacuer

I_{bv} (%)	t_c (mm)	t_u (mm)	$I(t_u, 10)$ (mm)	C	S_{bv} (Km ²)	Q_{max} (l)
5	1.73	1.36	186.2	0.95	$0,56 \cdot 10^{-3}$	27.6

Tableau N° 17 : Calcul du débit à évacuer (Site d'Anosimahavelona)

➤ Détermination de l'ouverture efficace et de la hauteur mouillée

m	α	β_r	y	k	I (%)	w (m ²)	h_f (m)
0	2	0.353	0.183	67	3	0.04	0.14

Tableau N° 18: Calcul de l'ouverture et de la hauteur mouillée (Site d'Anosimahavelona)

➤ **Tableau récapitulatif des différentes caractéristiques des fossés**

$Q(m^3/s)$	$W(m^2)$	$h_f(m)$	$h_{tf}(m)$	$b(m)$	$P(m)$	$R(m)$	$V(m/s)$
0.0276	0.04	0.14	0.34	0.28	0.56	0.078	$0.82 < 3.5$

Tableau N° 19: Résumé des caractéristiques des fossés (Site d'Anosimahavelona)

2.2.4 Epaisseur de la voie d'accès

Longueur de la voie d'accès : $L=10\text{cm}$

Nombre de trafic journalier : $N=10$

Epaisseur équivalente : $e = 13.52\text{cm}$

Epaisseur total de la voie d'accès : $e_T = 4.52\text{ cm}$

CHAPITRE III : CAS DU SITE D'ANOSIZATO

3.1. Introduction

Le site se trouve à Anosizato. La configuration de la berge ne permet pas d'y construire une plate-forme multimodale. Il faut installer séparément l'embarcadere d'un côté, le site de dépôt et l'aire de chargement de l'autre. L'embarcadere est à crête submersible. Aussi, la hauteur de plate-forme envisagée dépend de la revanche. La surface totale de la plate-forme est de 560 m².

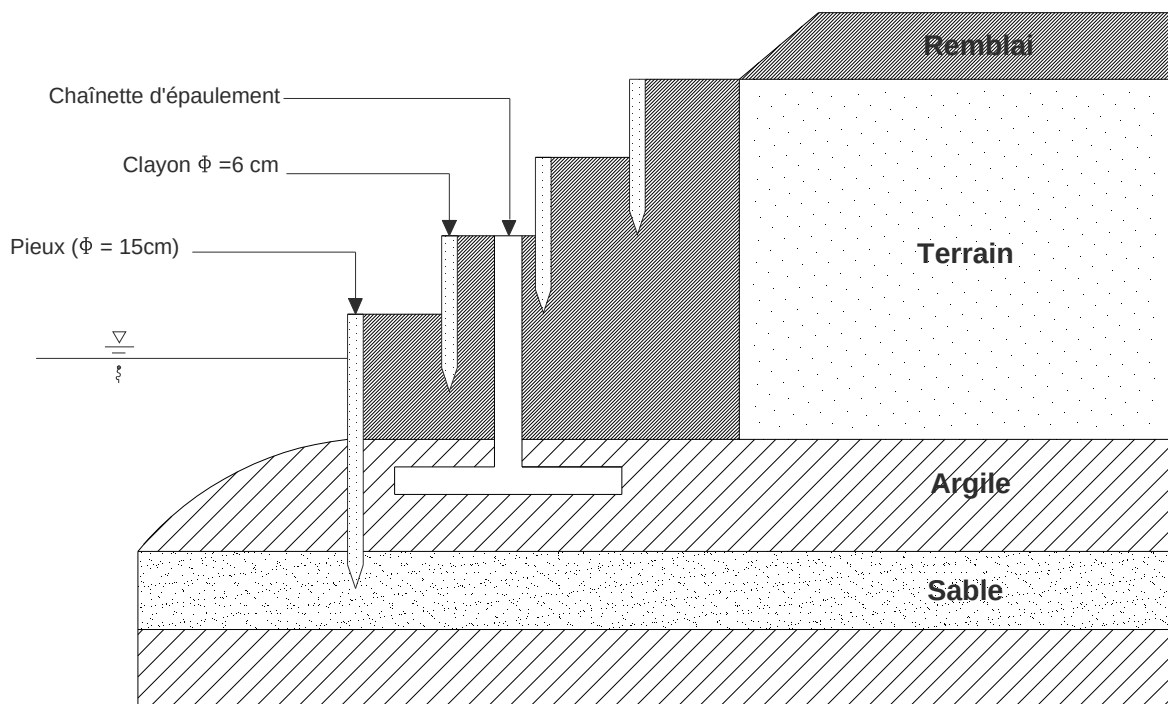


Figure N° 9: Coupe transversale de l'embarcadere

3.2. Dimensionnement de l'embarcadère

L'embarcadère sera installé entre les cotes 1248,04NGM et 1250,54NGM. Sa longueur mesure 25m, sa hauteur est de 2m, tandis que sa largeur est de 2,4m. Le pied de l'embarcadère sera renforcé à l'aide de pieux de mêmes dimensions que ceux des sites N° 1 et N° 2. Il sera pourvu également d'une chaînette d'épaulement, qui aura pour rôle de bien ancrer la plate-forme et de lui fournir un minimum butée afin de contenir les glissements éventuels de la berge. Les talus amont et aval seront protégés à l'aide de perrés maçonnés et de murs de soutènement de 0,8m de hauteur. Enfin, des gabions semelles seront implantés pour éviter les risques d'affouillement et en particulier, au talus aval, il faudra ainsi prévoir une double rangée de gabions semelles pour dissiper les effets de la lame d'eau déversante en cas d'inondation. Dans les calculs, on négligera la différentielle hydrostatique.

3.3. Etude de la stabilité de la chaînette d'épaulement

3.3.1 Stabilité au poinçonnement

Profondeur d'encastrement : $D = 0.80 \text{ m}$;

Largeur de la semelle de fondation : $B_s = 1.2 \text{ m}$;

Largeur de la chaînette d'épaulement : $l = 2 \text{ m}$;

Longueur de la chaînette d'épaulement : $L_s = 25 \text{ m}$

Dans tous les calculs, on prend toujours en compte le poids volumique déjaugé et la cohésion du sol saturé (γ' et C')

On considère que la semelle est une semelle filante dès que $L_s > 2 B_s / 5$ et $D \leq 2 B_s$

Le coefficient de sécurité au poinçonnement est alors déterminé par :

$$F_p = \frac{q_e}{q}$$

q_e : capacité portante nette du sol de fondation

q : contrainte appliquée sur le sol de fondation

$$q_e = \gamma \cdot \frac{B_s}{2} N_\gamma + \gamma D(Nq - 1) + C \cdot N_c$$

N_γ , N_q , N_c : facteurs de capacité portante

$$q_e = 7.458 \text{ t/m}^2$$

$$q = 1.44 \text{ t/m}^2$$

D'où,

$$F_p = 5.2 > 3$$

3.3.2. Coefficient de sécurité à la flottaison

$$F_l = \frac{P}{S}$$

Avec, P: poids maçonnerie + surcharge

S_p : sous pression

$$F_l = \frac{40}{18} = 2.2 > 1.1$$

3.3.3. Coefficient de sécurité au renversement et au glissement

➤ calcul de la butée

$$B = \gamma \cdot \frac{h^2}{2} b$$

On considère uniquement la composante normale de la butée

$b=2.187$ (d'après la table de CAQUOT-KERISEL)

$B=1.73 \text{ t}$

➤ **Calcul de la poussée de terre**

$$E_t = \frac{1}{2} \gamma Ka_\gamma + qKa_q - CK_{ac}$$

$$Ka_\gamma = 0.522$$

$$K_{aq} = 0.449$$

$$K_{ac} = 1.69$$

$$q = 1.17 \text{ t/m}^2 \text{ (Surcharge due à la crue)}$$

$$E_t = -1.924 \text{ t}$$

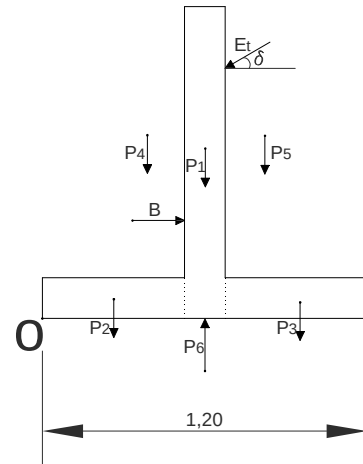


Figure N°10 : Schéma montrant les sollicitations sur la chaînette d'épaulement

Désignation	Forces		Bras de levier		Moment par rapport à 0 [t/ml]	
	Verticale	horizontale	Xi(m)	Yi(m)	Moment stabilisant	Moment renversant
Et		1.81		0.90		1.63
	-0.68		1.45		0.99	
B		-1.73		0.5	0.86	
P1	-1.104		0.6		0.66	
P2	-0.24		0.95		0.23	
P3	-0.24		0.25		0.06	
P4	-1.94		0.25		0.48	
P5	-2.24		0.95		2.28	
P6	0.56		0.75			0.42
sommes	0.39	0.08			5.56	2.05

Tableau N°20 : Calcul des moments stabilisant et renversant de la chaînette d'épaulement (site Anosizato)

➤ **Coefficient de sécurité au renversement**

$$Fr = \frac{Ms}{Mr} = \frac{5.56}{2.05} = 2.7 > 1.5$$

➤ **coefficient de sécurité au glissement**

$$Fg = \frac{aL + Ntg\delta}{T} = \frac{4.72}{2.05} = 2.3 > 1.5$$

3.4. Calcul de la revanche

La revanche est une tranche comprise entre la cote de plus hautes eaux (PHE) et la cote des berges en rive droite. C'est la détermination de la hauteur des vagues qui se forment sur le plan d'eau.

La revanche minimum est égale à :

$$R_v = 0.75H + \frac{V_v^2}{2g}$$

H : hauteur des vagues telle que :

$$H = 0.75 + 0.34\sqrt{F_v} - 0.24\sqrt{F_v}$$

F_v : représente le Fetch (longueur de la direction normale à l'axe de l'ouvrage)

$F_v = 0.1 \text{ km}$

D'où, $H = 0.71 \text{ m}$

V_v : vitesse des vagues donnée par la relation

$$V_v = 1.5 + 2H$$

Finalement, on a $R_v = 0.96 \text{ m}$

Donc, il faut rehausser d'au moins 1m la plate-forme de stockage et de chargement par rapport à la cote de la berge. La hauteur du remblai que nous allons proposer est de 1.2 m.

3.5. Vérification de la stabilité des talus

On adopte les résultats des sondages pénétrométriques effectués à Mandroseza sur la rive droite, c'est-à-dire que la présence d'une couche d'argile molle de 2 m d'épaisseur. Celle-ci servira d'emblée de couche de fondation.

3.5.1. Coefficient de sécurité au poinçonnement

$C_u(t/m^2)$ Terrain	$\gamma_h(t/m^3)$ (remblai)	h(m)	$\tau_{\max}(t/m^2)$	$\tau(t/m^2)$	$F_p = \frac{\tau_{\max}}{\tau}$
2	1.9	1.2	10.8	2.28	4.5 > 1.5

Tableau N°21 : calcul du coefficient de sécurité au poinçonnement (Site d'Anosizato)

3.5.2. Coefficient de sécurité au glissement

γ	$\beta(\text{degré})$	h (m)	$tg \varphi''$	$\frac{C''}{\gamma.h}$	C''	$F_s = \frac{Cu}{C''}$
1,9	33,7	1,2	0	0,16	0,36	8,3 > 1,5

Tableau N°22 : Calcul du coefficient de sécurité au glissement (Site d'Anosizato)

3.6. Epaisseur de la voie d'accès

Longueur de la voie d'accès : L = 125 m

Nombre de trafic journalier : N = 20

Epaisseur équivalente : e = 15,05 cm

Epaisseur totale : $e_T = 45,05$ cm.

CHAPITRE IV: COUTS DES TRAVAUX ET IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX

4.1. Introduction

Le coût des travaux comprend l'installation du chantier, la confection des plates-formes, la construction des ouvrages d'assainissement et de protection. Normalement, les prix de réalisation doivent être détaillés avec des sous détails de prix. Mais nous avons directement utilisé les données obtenues au sein des différentes entreprises et bureaux d'étude. La première étape consiste à faire le métré, c'est-à-dire le devis quantitatif, ensuite le BDE qui donne le coût des opérations à effectuer et enfin évaluer le coût total TTC.

4.2 Devis quantitatif

N° PRIX	DESIGNATION DES TRAVAUX	UNITE	QUANTITE POUR CHAQUE SITE		
			S1	S2	S3
1	Décapage et débroussaillage				
1.1	Décapage	m ²	0	0	400
1.2	Débroussaillage	m ²	192	0	797
2	Déblai	m ²	96	0	0

3	Scarification	m ²	0	0	400
4	Remblai				
4.1	Remblai issu d'emprunt	m ³	1122	600	880
4.2	Matériaux sélectionnés	m ³	235.6	124	224
5	Compactage	m ²	805	428	470
6	Reprofilage				
6.1	Reprofilage lourd	m ²	29.6	40	500
6.2	Reprofilage léger	m ²	22.2	30	500
7	Engazonnement				
7.1	Gazon pour plate-forme	m ²	65	49.2	49.2
7.2	Gazon pour accotement	m ²	22.2	30	125
8	Béton pour fossé de pied et fossé latéral	m ³	4.53	2.52	0
9	Maçonnerie				

9.1	Gabions semelles	m3	20	8	4.5
9.2	Pérré maçonné	m3	0	0	12.07
9.3	Chaînette d'épaulement	m3	0	0	16.5
9.4	Mur de soutènement	m3	34.12	27	14.75
10	Pieux en bois	ml	759	501	501
11	Clayonnage	ml	190	150	75

Tableau N°23 : Bordereaux de prix et détails quantitatifs

4.3 Bordereaux de prix et détail estimatif

N° PRIX	DESIGNATION DES TRAVAUX	UNITE	QUANTITE	P.U. en FMG	MONTANT FMG
0	Installation et repli de chantier pour l'ensemble de 3 lots	Fft	1	14 115 845	14 115 845

4.3.1 Site de Saropody

N° PRIX	DESIGNATION DES TRAVAUX	UNITE	QUANTITE	P.U. en FMG	MONTANT FMG
	Terrassement				
1.2	Débroussaillage	m ²	192	1 000	192 000
2	Déblai	m ²	96	10 000	960 000
4.1	Remblai issu d'emprunt	m ³	1122	18 180	20 397 960
4.2	Matériaux sélectionnés	m ³	235.6	46 084	10 857 390
5	Compactage	m ²	805	13 160	10 593 800
6.1	Reprofilage lourd	m ²	29.6	13 160	389 536
6.2	Reprofilage léger	m ²	22.2	9 030	200 466
	Assainissement				
7.1	Gazon pour plate-forme	m ²	65	8 210	533 650
7.2	Gazon pour accotement	m ²	22.2	8 210	182 262

10	Clayonnage	ml	190	6175	1 173 250
11	Pieux en bois	ml	759	12 272	9 314 448
	Maçonnerie				
8	Béton pour fossé de pied et latéral	m3	4.53	419 000	1 898 070
9.1	Gabions semelles	m3	20	525	10 500
9.4	Mur de soutènement	m3	34.12	46 000	1 569 520
SOUS-TOTAL.....					67 641 120

Tableau N° 24.a : Bordereaux de prix et détail estimatif de Saropody

4.3.2 Site d'Anosimahavelona

N° PRIX	DESIGNATION DES TRAVAUX	UNITE	QUANTITE	P.U. en FMG	MONTANT FMG
	Terrassement				
4.1	Remblai issu d'emprunt	m3	600	18 180	10 908 000
4.2	Matériaux sélectionnés	m3	124	46 084	5 714 416
5	Compactage	m²	428	13 160	5 632 480
6.1	Reprofilage lourd	m²	30	13 160	394 800
6.2	Reprofilage léger	m²	40	9 030	361 200
	Assainissement				
7.1	Gazon pour plate-forme	m²	49.2	8 210	4 03 932
7.2	Gazon pour accotement	m²	30	8 210	246 300
10	Pieux en bois	ml	501	6 175	3 093 675
11	Clayonnage	ml	150	12 272	1 840 800
	Maçonnerie				
8	Béton pour fossé de pied, latéral	m3	252	419 000	105 588 000
9.1	Gabions semelles	m3	8	525	4 200
9.4	Mur de soutènement (Q300)	m3	27	46 000	1 242 000
SOUS-TOTAL.....					37 700 320

Tableau N° 24.b : Bordereaux de prix et détail estimatif d'Anosimahavelona

4.3.3 Site d'Anosizato

N° PRIX	DESIGNATION DES TRAVAUX	UNITE	QUANTITE	P.U. en FMG	MONTANT FMG
	Terrassement				
1.1	Décapage	m²	400	2 800	1 120 000
1.2	Débroussaillage	m²	797	10 100	8 049 700
3	Scarification	m²	400	11 175	4 470 000
4.1	Remblai issu d'emprunt	m³	880	18 180	15 998 40
4.2	Matériaux sélectionnés	m³	224	46 084	10 322 816
5	Compactage	m²	470	13 160	6 185 200
6.1	Reprofilage léger	m²	500	9 030	4 515 000
6.2	Reprofilage lourd	m²	500	13 160	6 580 000
	Assainissement				
7.1	Gazon pour plate-forme	m²	49.2	8 210	403 932
7.2	Gazon pour accotement	m²	125	8 210	1 026 250
10	Pieux en bois	ml	501	12 272	6 148 272
11	Clayonnage	ml	75	6 175	463 125
	Maçonnerie				
9.1	Gabions semelles	m³	4.5	525 000	2 362 500
9.2	Perré maçonné	m³	12.47	33 000	411 510
9.3	Chaînette d'épaulement	m³	16.05	46 850	751 943
9.4	Mur de soutènement (Q300)	m³	14.75	4 600	67 850

SOUS TOTAL.....71 106 620

Tableau N° 24.c : Bordereaux de prix et détail estimatif d'Anosizato

SOUS TOTAL

SITE SAROPODY : 67 641 120 Fmg

SITE ANOSIMAHAVELONA : 37 700 320 Fmg

SITE ANOSIZATO : 71 106 620 Fmg

INSTALLATION DE CHANTIER : 14 115 845 Fmg

TVA (20%) : 38 276 686 Fmg

TOTAL TTC : 228 676 686 Fmg

Arrêté le présent Bordereau Détail Estimatif à la somme de : **DEUX CENT VINGT HUIT MILLIONS SIX CENT SOIXANTE SEIZE MILLE SIX CENT QUATRE VINGT SIX FRANCS MALAGASY** (228 676 686 Fmg), y compris le Taxe sur la

Valeur Ajouté au taux de 20% pour un montant de **TRENTE HUIT MILLIONS DEUX CENT SOIXANTE SEIZE MILLE SIX CENT QUATRE VINGT SIX FRANCS MALAGASY** (38 276 686 Fmg)

4.4. Impact sur l'environnement

L'impact le plus pertinent à la réalisation de ces ouvrages est l'érosion fluviale, due notamment au rétrécissement de la berge en cas d'inondation.

Pour comprendre l'érosion fluviale, il faut connaître la notion de force tractrice, qui peut être assimilée à une contrainte de cisaillement.

Considérons une rivière de longueur L , de surface mouillée S , de périmètre mouillé P et de pente J . Les composantes de toutes les forces parallèles à l'axe principal du courant peuvent être calculées comme suit :

— Composante du poids de l'eau

$$p_{eau} = \gamma.S.L.\sin j$$

Où γ = poids spécifique de l'eau

$$\sin j \approx j \text{ (j petit)}$$

$$\text{D'où, } p_{eau} = \gamma.S.L.j$$

La force de frottement $\tau.P.L$

$$\text{En équilibre, } \tau.P.L = \gamma.S.L.j$$

$$\text{Donc, } \tau = \lambda.R_H.j$$

R_h représente le rayon hydraulique $\frac{S}{P}$

J représente la pente hydraulique qui est égale à la perte de charge unitaire et comprend deux parties :

- l'une j_r , qui résulte de l'agitation turbulente à la paroi
- l'autre $j-j_r$ qui résulte de l'agitation turbulente dans la masse liquide.

Les possibilités de creusement d'un cours d'eau dépendent de la dénivelée entre le point d'origine et le point final et surtout de la géométrie transversale du chenal. Cette forme conditionne la répartition des vitesses dans un endroit de rétrécissement de la section

transversale, la vitesse de l'écoulement augmente. La poussée de l'eau sur les particules s'accroît ainsi alors que la pression diminue. Et cette dépression peut créer la formation de bulle d'air ou de gaz qui se dégage brutalement des parois en leur arrachant des fragments solides. Il y a donc exagération du creusement jusqu'à ce que la forme de la section transversale s'adapte aux conditions hydrauliques.

Pour que l'eau puisse éroder les berges d'un cours d'eau ou son lit, il faut une vitesse limite d'érosion V_0 à la paroi et une force tractrice τ_0 au-dessus desquelles il n'y a pas d'érosion. Aussi, la vitesse à la paroi d'un cours d'eau et ses actions érosives et de transport varient suivant le régime d'écoulement de ce cours d'eau. Dans un écoulement laminaire, la vitesse à la paroi est nulle. Si la vitesse du courant augmente, nous passons à un certain moment de régime laminaire au régime turbulent. Il y a donc formation des tourbillons au sein desquels, il existe une composante transversale de la vitesse qui peut produire une énergie disponible à arracher les particules aux berges ou au fond.

Il faudrait limiter au maximum les effets de ces forces d'arrachement. On doit veiller à ce qu'il n'y ait ablation de la digue et creusement du lit de la rivière, ce qui constitue une étape vers la rupture en période d'inondation. Aussi, il faut installer des dispositifs de protection au niveau des digues opposées au plan des ouvrages. Pour la protection des fonds, il faut envisager l'installation des tapis para-fouilles d'enrochement, tandis qu'aux parois, des clayonnages suffisent.

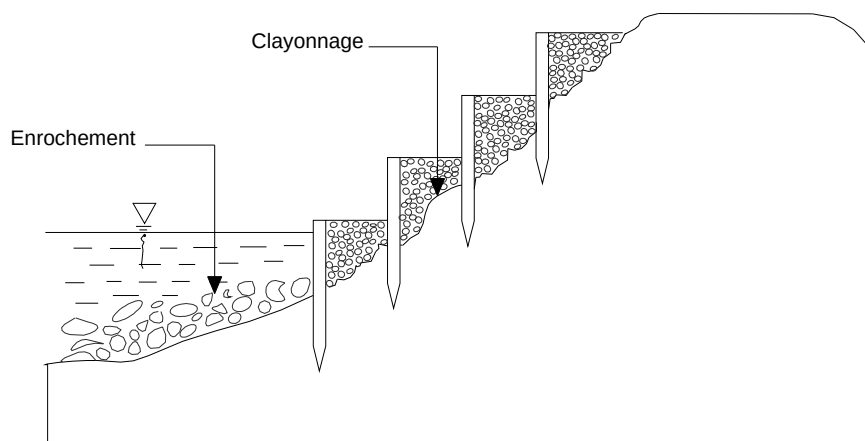


Figure N°11 : Enrochement et clayonnage sur les digues opposées.

PARTIE III

VALORISATION DES SABLES

PARTIE III- VALORISATION DES SABLES

CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES CEMENTS – LES ADJUVANTS –

LES SABLES

1.1 Les ciments

1.1.1 Définition

Les ciments sont des liants hydrauliques obtenus par la cuisson à haute température (vers 1450°C) d'un mélange minéral (calcaire + argile en général).

1.1.2 Composition minéralogique

a) Composés anhydres

Silicates

- Silicate tricalcique : $3CaO, SiO_2$ ou C_3S
- Silicate bi calcique : $2CaO, SiO_2$ ou C_2S

Aluminates

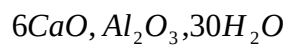
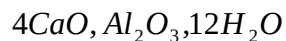
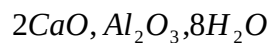
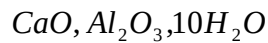
- Aluminate monocalcique : CaO, Al_2O_3 ou CA
- Aluminate tricalcique : $3CaO, Al_2O_3$ ou C_3A
- Alumino-ferrite tétracalcique : $4CaO, Al_2O_3, Fe_2O_3$ ou C_4AF

Magnésie et chaux libres : MgO et CaO

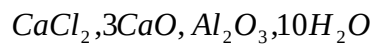
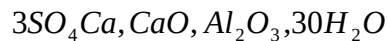
Sulfate de calcium : $CaSO_4$

b) Composés hydratés

- Hydrate de chaux : $Ca(OH)_2$
- Silicate de calcium : $3CaO, 2SiO_2, 3H_2O$ ou $C_3S_2H_3$



- Sels doubles



1.1.3 Constituants de base

a)Clinker

Le clinker est un produit obtenu par cuisson jusqu'à fusion partielle du mélange calcaire + argile, dosé et homogénéisé, et comportant principalement de la chaux (CaO), de la silice (SiO_2) et de l'alumine (Al_2O_3).

Les quatre principaux constituants du clinker sont :

- le silicate bicalcique (alite) : $2CaO, SiO_2$ ou C_2S ;
- le silicate tricalcique (bélite) : $3CaO, SiO_2$ ou C_3S ;
- l'aluminate tricalcique (célite) : $3CaO, Al_2O_3$ ou C_3A ;
- l'alumino-ferrite tétracalcique : $4CaO, Al_2O_3, Fe_2O_3$ ou C_4AF

b) Laitier

Le laitier est un résidu minéral de la préparation de la fonte dans les hauts fourneaux à partir du minerai métallifère et du coke métallurgique. Il contient de la chaux (45 à 50%), de la silice (25 à 30%) et de 10% environ de magnésie, oxyde divers et manganèse.

c) Cendres

Les cendres sont des produits pulvérulents de grande finesse résultant de la combustion de combustibles minéraux solides (houille, lignite...). Elles rentrent dans la composition de certains ciments en proportion variable (5 à 20%).

d) Pouzzolanes

Les pouzzolanes sont des produits naturels d'origine volcanique, essentiellement composé de silice, d'alumine et d'oxyde de fer, et susceptible de se combiner à la chaux en milieux aqueux, en donnant des silicates et aluminates de calcium hydratés. (G. Dreux § I.24 P 16)

1.1.4 Classification des ciments

Les ciments sont classés suivant :

- la nature des matières premières ;
- la nature des constituants ;
- la résistance mécanique.

a) Classification suivant la nature des matières premières

➤ Les ciments naturels

Les ciments naturels sont fabriqués à partir d'un mélange naturel (non composé artificiellement). Ce sont des produits provenant de la cuisson de calcaires marneux naturels et contenant de l'argile finement divisée et répartie d'une façon homogène dans des proportions voisines de celle des Portlands (température de cuisson 1300°C environ)

➤ Les ciments artificiels

Les ciments artificiels sont obtenus à partir de mélanges composés artificiellement de divers produits (calcaire, argile, laitier, cendres, bauxite...) et selon des dosages particuliers.

b) Classification suivant la nature des constituants

On distingue essentiellement deux grandes catégories de ciments suivant la nature des constituants :

- le CPA ou Ciment Portland Artificiel
- le CPJ ou Ciment Portland Jumelé

c) Classification suivant la résistance mécanique

La résistance à la compression à 28 jours constitue également un critère de classification des ciments. La valeur correspond à la « classe du ciment ». Dans la pratique, la classe ainsi garantie est souvent largement dépassée parce qu'on appelle la « classe vraie », c'est-à-dire la valeur exacte de la résistance à 28 jours sur mortier normal.

1.1.5 Caractéristiques des ciments

Les ciments sont caractérisés par trois paramètres principaux :

- caractéristiques chimiques et minéralogiques
- caractéristiques physiques
- caractéristiques mécaniques

a) Caractéristiques chimiques et minéralogiques

- Composition chimique élémentaire
- Composition minéralogique

- Chaux de saturation (quantité maximale de chaux qui peut être fixé par SiO_2 , Al_2O_3 et Fe_2O_3 contenu dans le mélange considéré).

$$CaO_{sat} = 2.8SiO_2 + 1.65Al_2O_3 + 0.35Fe_2O_3$$

- Module et valeurs requises pour chaque ciment (module de chaux, module de Silice, module d'Alumine).

b) Caractéristiques physiques

- Couleur ;
- Densité ;
- Finesse de mouture (déterminée par la surface spécifique Blaine) ;
- Temps de prise Vicat ;
- Gonflement ;
- Retrait.

c) Caractéristiques mécaniques :

- Résistance à la compression ;
- Résistance à la traction.

1.1.6 Différents types de ciments

a) Les ciments Portlands

Les ciments Portlands sont classés, d'une part, en fonction de l'absence ou de la présence de constituants secondaires (nature et proportion) et d'autre part, suivant leur classe de résistance. (G. Dreux § II.4 P 16)

➤ Les CPA

Les CPA résultent de la mouture de clinker avec adjonction de gypse (sulfate de calcium) et de produits d'addition en proportion très réduite.

Généralement, ils sont composés de 95% de clinker ; de 4 à 5% de gypse et au maximum 3% d'autres constituants.

Classe de résistance : 35, 45, 55 (MPa).

➤ **Les CPJ**

Les CPJ résultent de la mouture de clinker et des constituants secondaires (laitier, pouzzolanes, cendres volantes).

Les proportions sont les suivantes : 65% de clinker, 35% d'autres constituants au plus :

Classe de résistance : 35, 45, 55 (MPa).

b) Les ciments au laitier

Les ciments au laitier résultent de la mouture d'un mélange de laitier et du clinker, mais ce dernier entrant dans le mélange dans une proportion maximale de 65%.

Dans cette catégorie, on distingue :

- le CHF (Ciment de Haut Fourneau) :
Composition : 25% à 60% de clinker + 40 à 75% de laitier
Classe de résistance : 25MPa et 32.5 MPa
 - le CLX (Ciments de laitier à la chaux)
Composition : 70% de laitier (minimum) + chaux grasse ou hydraulique
Classe de résistance : 10 MPa et 16 MPa
 - le CSS (Ciments sursulfatés)
Composition : 80% de laitier + 15% de gypse + 5% de clinker.
 - le CLC (Ciment de laitier aux cendres)
Composition : 25 à 65% de clinker + 20 à 45% de laitier + 20 à 45% de cendres volantes.
- CLK (Ciment de laitier au clinker)
Composition : moins de 20% de clinker + plus de 80% de laitier.

c) Ciments spéciaux

- ciments alumineux ;
- ciments blanc et coloré ;
- ciments prompts ;
- ciments à maçonner ;
- ciments naturels ;
- ciments pour prise mer ;
- ciments pour travaux en eau séléniteuse.

Ce sont des ciments destinés à usages particuliers et ne font pas parties des deux catégories précédentes.

1.1.7 Différentes propriétés physico-chimiques des ciments

a) Hydratation

D'après la théorie de la Chatelier, le système chimique des composés anhydres du ciment est instable en présence de l'eau. Il se produit alors une cristallisation qui aboutit à un nouveau système de constituants hydratés stables. Cette réaction est exothermique.

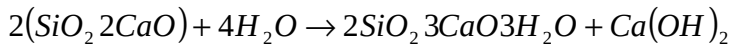
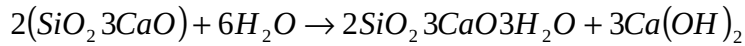
(M. VENUAT § II P 95)

♦ Dès que l'eau est ajoutée au ciment portland, le gypse, les alcalis, une partie de la chaux des silicates passent rapidement en solution (le pH est voisin de 13). Une partie de l'aluminate tricalcique C_3A réagit avec la chaux des silicates pour donner un aluminat de chaux hydraté. Mais la réaction est freinée puis stoppée par la présence des ions SO_4^{2-} du gypse qui se combinent à une autre partie de l'aluminate pour former de l'ettringite, de formule $3CaO, Al_2O_3, 3SO_4Ca, 32H_2O$.

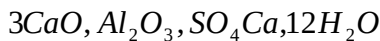
L'ettringite ainsi formée enrobe les grains d'aluminate et d'alumino-ferrite d'une membrane semi-perméable qui bloque pendant un certain temps l'hydratation. Après, 2 ou 3 h, cette enveloppe se déchire du fait d'une forte pression osmotique. Les réactions se

poursuivent par l'hydratation assez rapide du silicate tricalcique C_3S et celle plus lente du silicate bicalcique C_2S

Voici les réactions simplifiées de ce processus :

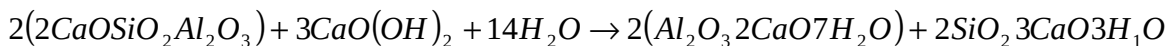


Après un délai de quelques heures à 24 h, l'aluminat passé en solution donne, en présence de l'ettringite déjà entièrement formée, un monosulfate dont la formule est la suivante :



La phase ferrique donne des aluminates hydratés et de l'hydroxyde de fer.

♦ Lors de l'hydratation d'un ciment à forte teneur en laitier (CHF, CLK), l'hydroxyde de chaux $Ca(OH)_2$ formé par hydratation des grains de clinker réagit avec la géhlenite $(2CaSiO_2 \cdot Al_2O_3)$ pour former :



b) Prise

Le début de la prise commence à peu près au moment où peuvent se former les microcristaux de silicate de calcium ou tobermonite $(2SiO_2 \cdot 3CaO \cdot 3H_2O)$. La phase entre grains cesse d'être liquide et se rigidifie peu à peu du fait de la formation de fibres longues d'hydrates de silicate de calcium et d'hydroxyde de chaux $Ca(OH)_2$. Cette cristallisation s'accompagne d'une élévation de température. Et progressivement, d'autres microcristaux de silicates généralement à fibres plus courtes se développent dans les vides restants entre les grains et les premières fibres. Les hydrates formés sont peu solubles, cela explique que le durcissement peut avoir lieu et se continuer dans l'eau. La fin de la prise correspond au moment où la pâte est devenue un bloc rigide.

c) Durcissement

Le durcissement résulte du feutrage et de la soudure des fines aiguilles cristallines. Cette période est beaucoup plus longue. Pour les ciments à durcissement rapide, on obtient après

quelques jours la presque totalité de la résistance, mais pour d'autres ciments, le durcissement se poursuit pendant des mois. (M. VENUAT § II P 95)

d) Fausse prise

Dans la composition des ciments rentre en général un peu de gypse de formule chimique : $(SO_4Ca, 2H_2O)$. Si les clinkers sont trop chauds ou s'échauffent trop au cours du broyage, il se forme alors un peu de plâtre $(SO_4Ca, \frac{1}{2}H_2O)$ dont la prise très rapide donne l'impression d'un début de prise de ciment. C'est « la fausse prise ». (G. Dreux P 18)

1.2 Les adjuvants

1.2.1 Définition

Les adjuvants sont des produits de nature chimique, qui, ajoutés au béton de ciment à des doses généralement très faibles, ont pour but de remplacer ou de développer une ou plusieurs caractéristiques de ce matériau, sans préjudice à ses autres qualités tant en ce qui concerne la mise en œuvre que le bon comportement en service.

1.2.2 Différents types d'adjuvants

Les principaux adjuvants sont les suivants :

- les plastifiants ;
- les plastifiants réducteurs d'eau ;
- les fluidifiants (ou superplastifiants) ;
- les entraîneurs d'air ;
- les entraîneurs d'air, avec une faible quantité de plastifiants ;
- les plastifiants, avec une faible teneur en entraîneur d'air ;
- les accélérateurs de prise ;
- les accélérateurs de durcissement ;
- les antigels ;
- les antigélifs

- les produits de cure ;
- les hydrofuges de masse (ou hydrofuges d'incorporation) ;
- les hydrofuges de surface (ou hydrofuge d'application) ;
- les adjuvants pour anti-corrosion des armatures d'acier, incorporées dans le béton ;
- les produits antifissurants du béton ;
- les produits assurant la clouabilité du béton ;
- les produits assurant la protection du béton contre les radiations atomiques.

1.2.3 Caractéristiques d'emploi des adjuvants

L'emploi des adjuvants est la conséquence des progrès et de l'évolution qui en résulte, en matière de construction. Ce procédé n'est pas un palliatif. Les adjuvants sont les associés et non les suppléants de la bonne technique, aussi bien dans la préparation que dans la mise en œuvre du béton. Les caractéristiques d'emploi sur lesquelles il est possible d'agir par emploi d'adjuvants sont généralement les suivantes :

- le temps nécessaire à l'apparition du début de prise ;
- la rapidité du durcissement postérieur à la prise ;
- la fluidité, la plasticité, la maniabilité et la cohésion du béton frais ;
- la compacité, l'imperméabilité et le degré d'hygroscopicité de béton ;
- les possibilités de mise en œuvre par des températures ambiantes exceptionnellement élevées ;
- les possibilités de mise en œuvre par des températures exceptionnellement basses ;
- la résistance au gel du béton à ses divers âges ;
- la résistance aux eaux agressives et aux ambiances nocives ;
- la résistance à la ségrégation de l'eau et à la ségrégation des constituants solides ;
- la résistance à la fissuration ;
- l'accroissement des résistances mécaniques ;
- la protection des aciers incorporés ;
- l'aptitude du béton à être coulé sous l'eau, sans risque de lavage

- l'aptitude du béton à bénéficier de la vibration.

Remarque : Aucun adjuvant n'est adapté à agir à la fois, sur toutes ces caractéristiques, mais certains adjuvants peuvent avoir une action sur plusieurs d'entre elles.

1.2.4 Etudes des principaux adjuvants

a) Les plastifiants réducteurs d'eau

Les plastifiants réducteurs d'eau sont des adjuvants qui permettent, soit une augmentation de l'ouvrabilité à une même teneur en eau ; soit une réduction de la teneur en eau pour une même ouvrabilité.

Ils sont constitués par des produits chimiques à action émulsifiante, généralement des sulfonates, dont le type le plus courant est le lignosulfonate de calcium.

Les plastifiants réducteurs d'eau agissent par défloculation et par solvataion lorsqu'ils sont adsorbés à la surface des grains. La défloculation correspond à la mise en émulsion du ciment et des grains fins. Tant que le ciment ne commence pas sa prise chimique, les grains du ciment dispersés par émulsion forment une macrosolution colloïdale appelée sol. Le sol colloïdal ainsi formé donne lieu à la formation d'un gel quand cesse l'agitation. Ce gel est réversible. C'est la thixotropie colloïdale.

La solvataion correspond à la rétention d'eau superficielle à la surface des grains. Ainsi, au malaxage, il n'existe entre eux qu'un frottement très affaibli. D'où une économie d'eau au gâchage.

b) Les fluidifiants

Les fluidifiants sont des adjuvants qui, introduits dans le béton, mortier ou coulis, peu avant sa mise en œuvre, ont pour fonction principale de provoquer, sans ségrégation, un accroissement important de l'ouvrabilité du mélange.

Ce sont pour la plupart, des résines synthétiques obtenues par réaction et traitement de plusieurs corps organiques de structure très complexe.

En général, on distingue trois catégories de fluidifiants :

- Le condensat de mélamine sulfonée et de formaldéhyde (ce produit peut être trouvé, soit à l'état de poudre, soit en solution aqueuse à 20% d'extrait sec. Il résulte de la réaction entre une résine de mélamine du formaldéhyde, suivi d'une sulfonation avec une solution de bisulfite de sodium) ;
- Le condensat de naphthalène sulfoné et de formaldéhyde (ce produit se présente sous forme d'une solution aqueuse contenant de 20 à 45% d'extrait sec. Il résulte de la réaction entre le naphthalène et de la formaldéhyde suivi d'une sulfonation et d'une neutralisation par la soude caustique) ;
- Le lignosulfonate de sodium ou de sodium modifiés. (M. VENUAT § II P 263)

c) Les entraîneurs d'air

Les entraîneurs d'air sont des adjuvants qui permettent la formation à l'intérieur des mortiers et des bétons des petites bulles d'air qui modifient le comportement du matériau à l'état frais et à l'état durci.

Ils ont une triple action :

- les microbulles jouent le rôle de grains de sables très fin en cours de malaxage, et ils glissent sans frottement dans les interstices de l'ossature solide.
- L'air entraîné joue le rôle de minuscules réservoirs d'expansion dans le cas du béton gorgé d'eau. L'eau des capillaires, refoulés vers l'intérieur du matériau trouve à se loger dans les bulles. Et par conséquent, le béton ne s'écaille, ni ne se fissure pas.
- Enfin, grâce à l'introduction d'une troisième phase sous forme globulaire au sein des mortiers et bétons, les entraîneurs d'air provoquent un renforcement de la cohésion capillaire des pâtes et des mortiers tout en maintenant une bonne plasticité au malaxage. C'est la thixotropie capillaire.

d) Les accélérateurs de prise

Les accélérateurs de prise sont des adjuvants qui ont pour rôle de transformer les ciments à prise lente en ciments à prise rapide, voire quasi-instantanée, pour des emplois particuliers. La prise du ciment se fait avec un fort dégagement de chaleur et permet d'opérer au contact des matériaux ou de roches à basse température. Les accélérateurs de prise sont des produits à base, soit d'alcalis fixes (soude, potasse), soit de sels alcalins d'acides faibles très fortement ionisables.

e) Les retardateurs de prise

Les retardateurs de prise sont des adjuvants dont la fonction principale est d'augmenter le temps de début et le temps de fin de prise du ciment dans le béton, mortier ou coulis. Ils donnent naissance à des produits colloïdaux enveloppant les grains de ciment et retarderaient ainsi la progression de l'hydratation pendant un certain temps.

Les retardateurs de prise sont des substances organiques appartenant aux catégories suivantes :

- les acides et sels d'acides hydroxy-carboxylique ;
- les hydrates de carbone (glucose, saccharose, amidon, cellulose).

f) Les hydrofuges

Les hydrofuges sont des adjuvants qui permettent de conférer aux bétons une imperméabilité plus complète que celle qui résulte de la structure et du degré de compacité de leurs éléments constituants normaux.

Il existe deux types d'hydrofuges :

- les hydrofuges de masse
- les hydrofuges de surface.

- **Les hydrofuges de masse**

Les hydrofuges de masse s'ajoute au mortier ou au béton, soit sous forme d'un liquide à mélanger à l'eau de gâchage, soit sous forme de pâte ou de poudre soluble dans celle-ci.

Leur action est en général double :

- création d'un réseau cristallin complémentaire dans le réseau principal du ciment ;
- action hydrophobante sur les pores et les capillaires.

➤ **Les hydrofuges de surface**

Les hydrofuges de surface sont des hydrofuges appliqués sur le béton durci. Ils ont pour rôle de protéger la surface traitée et de la rendre imperméable. Ils agissent physiquement en bouchant les pores et les canalicules grâce, soit aux particules très fines qu'ils contiennent, soit aux produits précipitables ou gonflants.

Il existe plusieurs types d'hydrofuges de surface :

- les fluosilicates de zinc ou de magnésium qui forment avec la chaux libre du ciment portland des produits totalement insolubles et stables.
- les peintures silicatées ;
- les peintures à base de résine vinyliques ou de polystyrène ;
- les peintures incolores aux silicones ;
- les peintures bitumineux.

1.3 Les sables

1.3.1 Introduction

Les sables constituent l'élément essentiel des granulats, leur importance dépasse même, pour les bétons de sable en particulier, celle des gravillons. Il est donc nécessaire de définir les sables selon leur qualité en tant que granulat.

1.3.2 Définition des granulats

Les granulats sont des matériaux grenus, soit roulés et déposés par les cours d'eau, soit concassés en carrière.

On distingue les granulats lourds et les granulats légers.

Un granulat est lourd quand sa densité apparente est supérieure à 1, il est léger dans le cas contraire.

Les granulats peuvent provenir non seulement de roches fragmentées naturellement ou par concassage, mais aussi des magmas artificiels, et notamment du laitier de haut fourneau refroidi en fosses ou granulé dans un courant d'eau froide.

Les granulats n'ont pas une forme et un volume définis, mais ils sont classés par calibre au moyen de tamis à mailles carrées ou de passoires à trous circulaires.

Les granulats sont d'une grande importance, car ils sont à la base des mortiers, des bétons hydrauliques et des bétons de sable, ils servent de ballast ou de matériaux de fondation pour les chaussées et les aéroports, ainsi que pour les voies ferrées.

Par ordre de grosseur croissant, on distingue les fillers ou farines minérales (dénommé souvent fines), les sables, les gravillons et les pierres ou cailloux.

1.3.3. Définition des sables

Les sables sont des granulats de classe 0/D conformément aux définitions des normes NFP 18 – 101 et NFP 18 – 301.

Les sables se subdivisent en sable fin, sable moyen et sable gros : ils comprennent tous les éléments refusés du tamis de 80μ , et passant à travers du tamis de 5 mm.

Les sables fins vont de 80μ à 316μ , les sables moyens vont de 315μ à $1.25mm$, et les sables gros vont de 1.25 mm à 5mm.

1.3.4. Caractérisation des sables

D'une manière générale, le sable est caractérisé par son intervalle granulométrique, lequel exige la connaissance d'une courbe appelée courbe granulométrique.

D'autres méthodes ont été proposées pour caractériser le sable : la module de finesse, la méthode d'Hallen – Hazen, et la méthode des triangles de Féret.

1.3.5. Origine des sables

Les sables proviennent de 4 sources distinctes :

- les sables naturels (dépôts géologiques, décompositions de roches, érosion) ;
- les sables de rivière et de ballastière (sable de dragage en rivière, en mer et dans le lit majeur des fleuves où sont installées des ballastières) ;
- les sables de broyage ou de concassage (poussières de carrière), provenant des roches naturelles ou accessoirement, des matériaux artificiels comme le laitier des hauts fourneaux en fusion, utilisé brut ou concassé.

1.3.6. Dimensions moyennes des divers types de sables

a) Sables des rivières

Ils sont caractérisés par un faible pourcentage de grains fins, du à leur mode d'extraction, et à leur sédimentation par grosseurs, suivant la rapidité et la pente du cours d'eau qui les a transportés, ainsi que suivant la distance de transport.

En général, les sables des rivières ont moins de 10 % de grains fins, 30 à 60 % de grains moyens et au moins 10 % de gros grains.

b) Sables naturels

Leur caractéristique est qu'on n'y rencontre pas de gros grains au dessus de 0.5 mm. Le pourcentage des grains fins peut aller jusqu'à 40 %.

c) Sables éoliens

Ils ont une granularité très resserrée : le pourcentage des grains moyens peut aller de 60 à 80 %. Par contre, la quantité des grains fins et de gros grains est faible (0 à 20 % et 10 à 25 %)

d) Sables de concassage

Ils contiennent des éléments fins en quantités variables suivant le tamisage et la collecte. En général, ils sont constitués de 10 à 30 % de sables moyens et de 45 à 65 % de sables gros.

1.3.7. Importance du choix sable pour les mortiers et les bétons

a) Introduction

La valeur d'une sable s'estime différemment suivant l'utilisation à la quelle il est destiné, qu'il s'agit d'un béton de ciment ou d'un béton bitumeux. Elle ne dépend pas non seulement de la granulométrie, de la forme et de la propreté des grains, mais aussi de la nature chimique, de l'altérabilité, de la dureté et de la fragilité des grains de la roche d'origine.

b) Béton de ciment

Le sable doit avant tout être issu de pierres dures, cette condition est beaucoup plus impérative pour le sable que pour le gravillon.

Les meilleurs sables naturels sont les sables siliceux, exempt de calcaire tendre.

Les sables calcaires, s'ils sont durs, conviennent également ; ils adhèrent très bien aux ciments (adhérence épitaxique), à la condition essentielle qu'ils soient purs et non souillés en surface.

Certaines roches éruptives, qui ont un feldspath assez rapidement altérable à l'air humide et en présence de gaz carbonique, risquent de provoquer la kaolinisation, altération très regrettable au sein d'un béton.

Le sable de mer est souvent bien siliceux, parfois mêlé de débris de coquillages, ou de calcaire. Il ne doit pas être argileux, il est souvent salé et il est préférable de le laver avant toute éventuelle utilisation.

Les sables d'alluvion et les sables de mine ne doivent pas être employés seuls s'ils sont très fins. D'autre part, il faut veiller à leur propreté, qui laisse souvent à désirer.

Les sables calcaires durs, convenant en général pour les maçonneries ou les bétons sont proscrits si les constructions sont en contact avec des fumées acides (sulfureuses notamment) ou avec certaines eaux agressives (eaux chargées de gaz carbonique, eaux industrielles). Même le délavage par les eaux de pluies produit à la longue une action dissolvante non négligeable (formation de bicarbonate de calcium soluble).

Les sables micacés aux lamelles sont des sables très médiocres et très altérables.

Les sables contenant du gypse sont à rejeter dès que la proportion de gypse atteint une certaine valeur. Le rejet pur et simple est d'ailleurs préférable car les gypses sont solubles à froid et leur action expansive est néfaste sur les ciments Portland.

A défaut de sable naturel, on peut avoir recours à du sable artificiel, en général un produit de broyage séparé par tamisage. Il est préférable que ce sable soit dépoussiéré s'il contient du filler, ce qui est le cas en général.

Enfin, le sable de laitier granulé de haut fourneau est excellent à l'emploi.

Remarque :

Il faut noter que les sables de concassage ou de broyage sont plus rêches et plus difficiles à mettre en place que les sables roulés ; un pourcentage élevé d'aiguilles et de plaquettes nécessite plus d'eau de gâchage et donne un sable plus difficile à mettre en place par vibration.

c) Béton bitumeux

La nature du sable a une grande importance au point de vue de l'adhérence du liant au sable. Les bitumes étant en général à réaction acide et de composition huileuse, adhèrent mal aux matériaux acides (siliceux), à moins d'être traités par des dopes.

A ce sujet, il convient de noter la valorisation récente des quartzites, qui sont des granulats très acides, grâce au développement des émulsions cationiques de bitume, dont l'émulsif est constitué par des sels d'amine qui forment d'excellents dopes.

L'adhérence des sables aux liants hydrocarbonés est mauvaise également lorsque les sables contiennent de l'argile.

CHAPITRE II : DETERMINATION DES CARACTERISTIQUES DES SABLES DE LA ZONE D'ETUDE

2.1 Présentation des méthodes d'essai

2.1.1 Analyse granulométrique

a) Définition

L'analyse granulométrique est un essai qui permet de trouver la proportion des particules de dimension donnée.

b) Description de l'essai

La première étape consiste à prendre une quantité de matériau appelée prise. Le reste se déroule en laboratoire. Le déroulement de l'essai est le suivant :

- séchage de l'échantillon pour connaître la masse M_S ;
- lavage de l'échantillon pour enlever les fines ($d < 80\mu$).

On continue le lavage jusqu'à ce que l'eau devienne claire lorsqu'elle sort du tamis et on récupère par la suite toutes les particules fines sur le tamis de 80μ .

- séchage des particules non fines pour avoir la masse M_{S_1}
- tamisage des matériaux secs par une succession des tamis de maille décroissante en commençant par 5mm puis 315μ et enfin 80μ .
- Pesage de refus du tamis ayant la plus grande maille. Appelons M_{r_1} la masse de ce refus
- On verse ensuite le refus sur un tamis de maille immédiatement inférieure et on ajoute le refus obtenu à M_{r_1} . Après, on pèse l'ensemble et on obtient M_{r_2} la masse des deux refus cumulés.
- Poursuivre cette opération avec d'autres tamis pour obtenir les masses des différents refus cumulés $M_{r_3}, M_{r_4}, \dots M_{r_i}$. A la dernière opération, notons $R_n + T_n$ le refus cumulé jusqu'au fond du tamis.

-Pour la vérification, il faut que $\frac{MS_1 - (R_n + T_n)}{MS_1}$ soit inférieur à 2.

c) Procédé de calcul

-Calcul du pourcentage des refus cumulés A_i :

$$\frac{Mr_i}{MS} \times 100$$

-Calcul du pourcentage des tamisats cumulés

$$B_i = 100 - A_i$$

-Traçage de la courbe granulométrique

-Calcul des coefficients de courbure et d'uniformité

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \cdot D_{10}}$$

$$C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

Avec,

C_u : coefficient d'uniformité de Hazen

C_c : coefficient de courbure

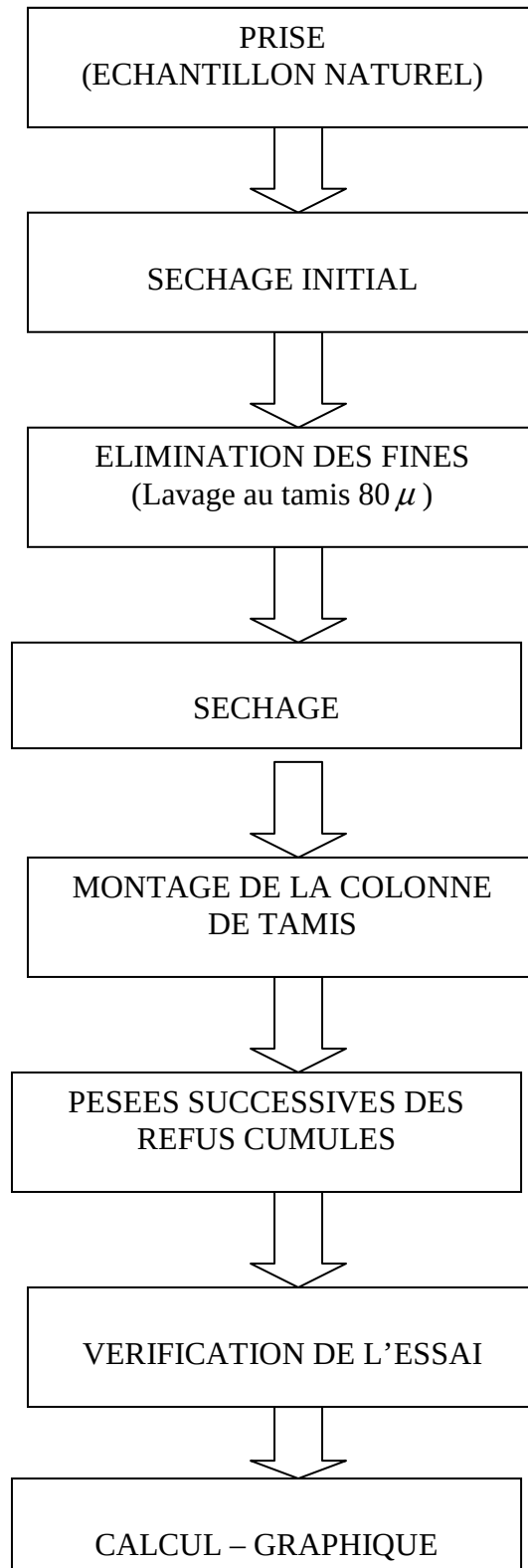
D_x : diamètre du tamis qui correspond à x % de tamisats (exemple D_{60})

Ces calculs nous permettent d'apprécier l'uniformité et la graduation de l'échantillon.

- Si $C_U > 2$, la granulométrie est «étalée»
- Si $C_U < 2$, la granulométrie est serrée
- Si $1 < C_c < 3$, la granulométrie est bien graduée

Dans le cas contraire, on a une granulométrie mal graduée.

d) Organigramme de l'essai



2.1.2 Module de finesse

Le module de finesse est la somme des pourcentages ramenés à l'unité des refus cumulés sur les tamis de module 23 et suivant de 3 en 3. Il permet de caractériser la granularité des matériaux entrant dans la composition des bétons.

Abrams a énoncé les lois suivantes :

- à chaque module de finesse correspond un pourcentage d'eau de gâchage déterminé, quand la nature du granulat, le dosage du ciment et la consistance sont fixés ;
- deux granulats de même nature et de même module de finesse sont dits équivalents. Pour un même dosage en ciment, ils exigent la même quantité d'eau pour la même fluidité et ils conduisent aux mêmes résistances ;
- à un dosage en ciment déterminé correspond un module de finesse optimale qui exige moins d'eau que tout autre module pour une fluidité déterminée ;
- la teneur en eau de gâchage est inversement proportionnelle au module de finesse ;
- la résistance d'un béton croît avec le module de finesse.

En particulier, en ce qui concerne les sables, un bon sable à béton doit avoir un module de finesse d'environ 2,2, à 2,8. Au dessous de 2,2, le sable a une majorité d'éléments fins, ce qui nécessite une augmentation du dosage en eau. Au-delà de 2,8, le sable manque de fines et le béton y perd en ouvrabilité.

2.1.3 Equivalent de sable

a) Définition

L'équivalent de sable est un essai destiné à déterminer la propreté du sable par floculation.

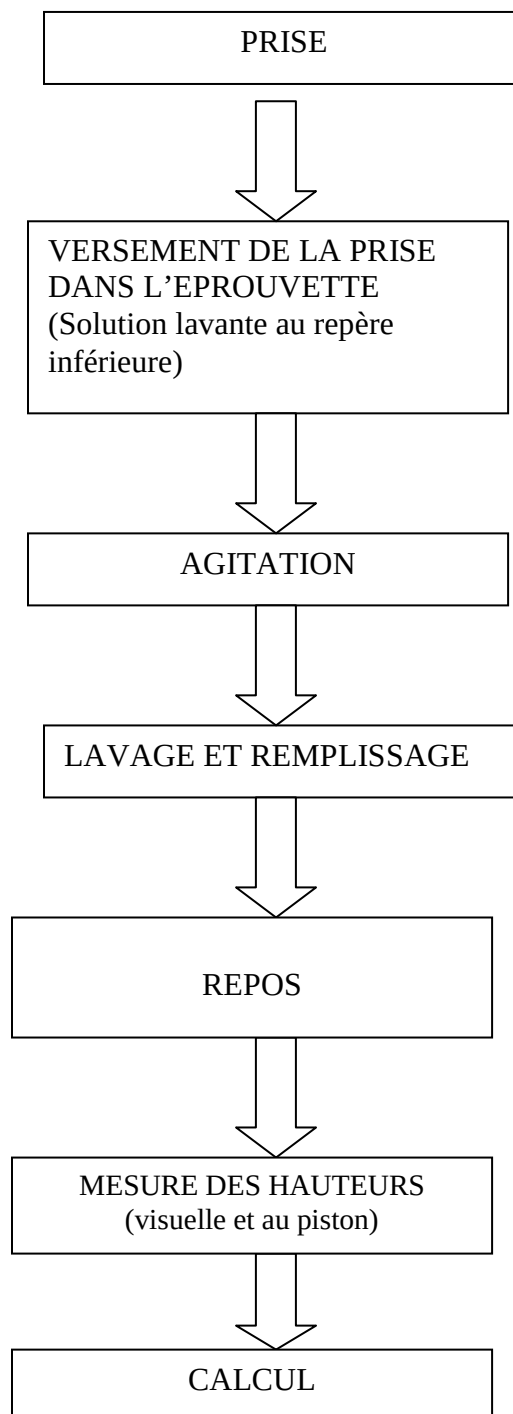
b) Déroulement de l'essai

Comme pour l'analyse granulométrique, il s'agit d'abord de procéder à l'échantillonnage.

Au laboratoire, les étapes sont les suivantes :

- Séchage de l'échantillon ;
- Versement de la prise dans l'éprouvette qui contient déjà la solution lavante, permettant de chasser les bulles d'air ;
- Agitation ;
- Lavage de l'échantillon. Après cette opération, on laisse reposer pendant 20mn pour attendre la décantation des particules fines ;
- Mesure de la hauteur totale h_1 et de la hauteur de sédiment h_2 ;
- Calculer l'équivalent de sable $E_s = \frac{h_2}{h_1} \times 100$

2.1.4 Organigramme de déroulement de l'essai sur l'équivalent de sable



2.1.5 La teneur en eau

La teneur en eau est la quantité d'eau de rétention exprimée en pourcentage contenue dans le granulat ou dans le sol.

La teneur en eau peut être déterminée de plusieurs façons :

- la méthode de pesée ;
- la mesure de la résistivité électrique (la résistance électrique du sable mouillée est une fonction de la teneur en eau) ;
- la mesure de la capacité électrique (la constante diélectrique du sable mouillé varie avec sa teneur en eau) ;
- la mesure par conduction thermique (un fil électrique, parcouru par un courant, atteint un stade d'équilibre qui varie avec le milieu ambiant)

2.1.6 La perméabilité

La perméabilité est la vitesse de percolation de l'eau dans un granulat ou dans le sol.

La mesure de la perméabilité est basée sur la loi de DARCY et est effectuée avec un perméamètre.

On distingue deux types de perméamètre :

- perméamètre à charge constante
- perméamètre à charge variable.

On obtient la valeur de la perméabilité par la formule suivante :

$$k = \frac{Q \times l}{F \times h}$$

Avec k : valeur de la perméabilité (m/s) ou (cm/s)

Q : débit d'écoulement (cm^3/s)

F : section transversale du récipient (cm^2)

h : longueur du cheminement hydraulique (cm)

l : hauteur du récipient (cm)

2.2 Présentation des résultats

2.2.1 Méthode de prélèvement des échantillons

Dans chaque site d'extraction, nous avons effectué plusieurs prélèvements que nous avons mélangés par la suite. Le mélange ainsi obtenu représente l'échantillon destiné pour les essais.

Echantillon N°1 : site d'Ambohimanatrika

Echantillon N°2 : site Saropody

Echantillon N°3 : site de Tanjombato

Echantillon N°4 : site d'Anosimahavelona

Echantillon N°5 : site d'Anosizato

2.2.2 Résultats des essais

a) Analyse granulométrique

Module AFNOR	Ouverture des tamis [mm]	Echantillon N°1 MS=295g MS ₁ =290g			Echantillon N°2 MS=277g MS ₁ =264g		
		Mr _i (g)	A _i (%)	B _i (%)	Mr _i (g)	A _i (%)	B _i (%)
38	5.00	0.00	0	100	1	0.36	99.64
36	3.15	2	0.67	99.33	3	1.08	98.92
34	2.00	14	4.7	95.3	18	6.50	93.50
	1.25	52	17.62	82.38	62	22.38	77.62
31	1.00	85	28.81	71.19	85	30.68	69.32
	0.63	166	56.27	43.73	156	56.31	43.68
	0.315	257	87.11	12.89	234	84.48	15.52
23	0.16	285	96.61	3.39	252	90.97	9.03
20	0.08	286	96.94	3.06	258	93.14	6.86
$R_n + T_n$		286			261		
$\frac{MS_1 - (R_n + T_n)}{MS_1}$		0.000			0.011		

Tableau N°25.a : Résultats de l'analyse granulométrique (Echantillon 1 et 2)

Module AFNOR	Ouverture des tamis [mm]	Echantillon N°3 MS=294g MS ₁ =263g			Echantillon N°4 MS=299g MS ₁ =294g			Echantillon N°5 MS=299g MS ₁ =294g		
		Mr _i (g)	A _i (%)	B _i (%)	Mr _i (g)	A _i (%)	B _i (%)	Mr _i (g)	A _i (%)	B _i (%)
38	5.00	3	1.02	98.97	0.5	0.16	99.4	0.5	0.16	99.84
36	3.15	6	2.04	97.95	2.5	0.83	99.17	2.5	0.83	99.17
34	2.00	12	4.08	95.51	12	4.01	95.99	15	5.01	94.99
	1.25	24	8016	91.84	52	17.39	82.61	46	15.38	84.62
31	1.00	32	10.88	89.12	88	29.43	70.57	68	22.74	77.26
	0.63	64	21.76	78.24	181	60.54	39.46	124	41.47	58.53
	0.315	146	49.65	50.34	259	86.62	13.38	233	77.93	22.07
23	0.16	239	81.29	18.71	287	95.99	4.01	284.5	95.15	
20	0.08	255	86.73	13.27	291	96.99	3.01	292	97.66	
		259			292			293		
$\frac{MS_1 - (R_n + T_n)}{MS_1}$		0.015			0.003			0.005		

Tableau N°25.b : Résultats de l'analyse granulométrique (Echantillon 3 ; 4 et 5)

Mr_i : masse du refus cumulé [g]

A_i : pourcentage du refus cumulé [%]

B_i : pourcentage du tamisât cumulé [%]

b) Coefficient d'uniformité et coefficient de courbure

	Ech N°1	Ech N°2	Ech N°3	Ech N°3	Ech N°4
$D_{60}(\mu)$	849.16	865.51	424.06	874.32	659.03
$D_{30}(\mu)$	489.69	476.97	215.33	515.77	383.51
$D_{10}(\mu)$	267.87	183.13	80	259.07	206.35
C_u	3.17	4.72	5.30	3.37	3.19
C_c	1.05	1.44	1.37	1.17	1.08

Tableau N°26.: Calcul de coefficient d'uniformité et de courbure

a) Module de finesse

Ouverture des tamis [mm]	Refus cumulés /100				
	Ech N° 1	Ech N° 2	Ech N° 3	Ech N° 4	Ech N° 5
0.16	0.96	0.90	0.81	0.96	0.95
0.315	0.87	0.84	0.50	0.87	0.78
0.63	0.56	0.56	0.22	0.60	0.41
1.25	0.17	0.22	0.08	0.17	0.15
2.5	0.07	0.09	0.04	0.03	0.04
5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Module de finesse	2.63	2.61	1.65	2.63	2.33
Commentaire	Préférentiel	Préférentiel	Trop fin	Préférentiel	Préférentiel

Tableau N°27 : Calcul des modules de finesse

b) Equivalent de sable

		Echantillon N°1		Echantillon N°2	
Equivalent de sable		Essai N°1	Essai N°2	Essai N°1	Essai N°2
Masse de la prise (g)		120	120	120	120
Heure fin de lavage (h : mn)		9 :30	9 :30	15 :19	15 :20
Heure de mesure (h : mn)		9 :50	9.50	15 :39	15 :40
Hauteur totale (cm)		11.2	11.3	10.4	10.5
Hauteur de sédiment	Au piston (cm)	9.90	10.1	9.50	9.55
	A vue (cm)	10.5	10.8	9.7	9.50
Equivalent de sable ES (%)	Au piston (cm)	88.39	89.38	91.34	90.47
	A vue (cm)	93.75	95.57	93.26	90.47
Equivalent de sable moyen		91.07	92.47	92.30	90.71
		91.77		91.50	

Tableaux N°28.a : Résultats des essais sur l'équivalent de sable (Echantillon 1 et 2)

		Echantillon N° 3		Echantillon N°4		Echantillon N°5	
Equivalent de sable		Essai N°1	Essai N°2	Essai N°1	Essai N°2	Essai N°1	Essai N°2
Masse de la prise (g)		120	120	120	120	120	120
Heure fin de lavage (h:mn)		15 :08	15 :12	16 :12	16 :14	16 :16	16 :19
Heure de mesure (h:mn)		15 :28	15 :32	16 :32	16 :34	16 :36	16 :39
Hauteur totale (cm)		12.2	12.3	10.3	10	10.5	10.7
Hauteur de sédiment	Au piston (cm)	10	9.5	9.4	9.1	10.15	10.1
	A vue (cm)	10.5	10	9.7	9.4	9.9	10.2
Equivalent de sable ES (%)	Au piston (cm)	81.96	77.23	91.26	91	96.66	94.39
	A vue (cm)	86.06	84.23	94.17	94	94.28	95.32
Equivalent de sable moyen		84.01	80.73	92.72	92.5	95.47	94.85
		82.37		92.61		95.16	

Tableaux N°28.b : Résultats des essais sur l'équivalent de sable (Echantillon 3 ; 4 et 5)

e) Teneur en eau

	Echantillon N°1		Echantillon N°2	
	Essai N°1	Essai N°2	Essai N°1	Essai N°2
Poids humide	86	78	74	76
Poids sec (g)	73.3	71	67	68.5
Poids de l'eau	12.7	7	7	7.5
Teneur en eau	17	10	10	11
Teneur en eau	13.3		10	
Commentaire	Sable sursaturé		Sable sursaturé	

Tableaux N°29.a : Résultats des essais sur la teneur en eau (Echantillon 1 et 2)

	Echantillon N°3		Echantillon N°4		Echantillon N°5	
	Essai N°1	Essai N°2	Essai N°1	Essai N°2	Essai N°1	Essai N°2
Poids humide (g)	72	77.8	75	79	76.5	72
Poids sec (g)	62	67.5	69	71.4	68	65
Poids de l'eau (g)	10	10.15	6.5	7.6	8.5	7
Teneur en eau (%)	16	15	9	11	12	11
Teneur en eau moyenne	15.5		10		11	
Commentaire	Sable sursaturé		Sable sursaturé		Sable sursaturé	

Tableaux N°29.b : Résultats des essais sur la teneur en eau (Echantillon 3 ; 4 et 5)

f) Perméabilité

	Echantillon N°1	Echantillon N°2	Echantillon N°3	Echantillon N°4	Echantillon N°5
Q (cm ³ .S ⁻¹)	4.98	6.98	1.55	5.55	7.66
L (cm)	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9
F (cm ²)	24.63	24.63	24.63	24.63	24.63
H (cm)	38	38	38	38	38
K (cm .S ⁻¹)	0.010	0.014	0.003	0.011	0.015

Tableau N°30 : Résultats des essais sur la perméabilité

2.2.3 Interprétation

Du point de vue composition granulométrique, les sables de la zone d'étude sont bien étalés et bien gradués ($C_u > 2$ et $C_c < 3$). Par contre, par rapport aux autres échantillons, le sable de Tanjombato contient beaucoup plus de fines ($>10\%$), et cela est confirmé par le module de finesse, l'équivalent de sable (≈ 80) et la perméabilité assez faible. La présence du barrage de Tanjombato explique ce constat. A ce niveau, la rivière connaît une stagnation relative du fait de la diminution de la vitesse d'écoulement. Ce phénomène favorise la sédimentation des particules fines en suspension.

CHAPITRE III- APPLICATION DANS LE BETON DE SABLE

3.1. Définition

Le béton de sable est un béton fin constitué de sable, de ciment, d'addition et d'eau. En dehors de ces composants de base, le béton de sable comporte habituellement un ou plusieurs adjuvants, des gravillons, des fibres, pour répondre aux besoins de certains usages.

3.2. Spécificité du béton de sable

Le béton de sable se distingue du béton traditionnel par un fort dosage en sables, l'absence ou le faible dosage de gravillons et l'incorporation d'additions.

Par rapport au mortier, le béton de sable se distingue par deux éléments essentiels

- la composition : le mortier est en général fortement dosé en ciment et ne comporte pas systématiquement d'additions.
- La destination : le béton de sable est essentiellement destiné aux usages traditionnels du béton de classique.

3.3. Matériaux constitutifs du béton de sable

3.3.1 Les sables

Les sables constituent l'élément essentiel du squelette granulaire. Aucun critère granulométrique n'est à priori exigible. La seule restriction d'emploi des sables réside dans leur propreté.

3.3.2 Les fines d'ajout (ou d'addition)

Les fines d'ajout sont destinées pour combler une partie des vides du sable, beaucoup plus important que celle du granulat $\frac{d}{D}$ ($D > 6mm$)



Figure n°12 : Béton traditionnel



Figure n°13 : Béton de sable

La finesse des fines d'ajout ainsi que leur nature influent sur la résistance du béton. Les plus efficaces sont ceux qui hydrauliquement actifs, entraînent une réduction d'eau. On distingue alors deux types de fines :

- les fines actives (laitier moulu, cendres volantes, pouzzolanes broyées)
- les fines inertes (fines calcaires, ou de broyage des roches massives)

3.3.3 Les ciments

Les ciments sont destinés à assurer la rigidité du mélange par un complément en ciment correspondant aux dosages habituellement employés pour les bétons traditionnels.

La règle $\sqrt[5]{D}$ donnant le dosage minimal en ciment en fonction du diamètre D du granulat peut encore s'appliquer, non plus au dosage en ciment seul mais à l'ensemble ciment + fine.

On introduit alors la notion de liant équivalent $C + kA$ où C est le dosage en ciment, A le dosage de l'addition en fine et k un coefficient de prise en compte lié à la nature de l'addition.

3.3.4 L'eau

L'eau est destinée pour le gâchage du béton. Dans la confection du béton de sable, il faut tenir compte de la quantité de l'eau apportée par les additions, les adjuvants, les autres ajouts et surtout par les sables.

L'ensemble de toutes les eaux entrant dans la composition s'appelle eau efficace.

3.3.5 Les adjuvants

On utilise dans les bétons de sable les mêmes adjuvants que dans les bétons traditionnels et ce pour en exploiter les mêmes propriétés.

La spécificité du béton de sable privilégie l'usage de plastifiants ou de superplastifiants : ils améliorent la maniabilité et la résistance par la suite d'une diminution de la teneur en eau et de la défloculation des éléments fins.

3.3.6 Autres ajouts

a) Les fibres

Les fibres sont surtout utilisées dans le but de réduire le retrait au premier âge. Dans la plupart des cas, on utilise des fibres organiques (polypropylène) pour limiter, voire dissiper les effets de retrait de prise et éviter la fissuration qui pourrait en résulter.

b) Les gravillons

L'ajout de gravillons 6/10 à faible dosage peut améliorer certaines caractéristiques du béton de sable (résistance aux chocs, résistance à l'attrition, résistance à la compression).

Dans la pratique, on parle toujours de béton de sable tant que le rapport $\frac{G}{S} < 0.70$ (gravillon sur sable). Le béton de sable est alors appelé béton de sable chargé.

c) Les colorants

Les colorants sont employés pour le côté esthétique du béton de sable. Toutefois, leur utilisation nécessite un soin particulier dans l'homogénéisation et la formulation appropriée de ce type de béton.

3.4 Propriétés essentielles

3.4.1 Dosage en eau efficace

Une des propriétés du béton de sable est de nécessiter beaucoup plus d'eau que les bétons classiques. Ceci se traduit par des valeurs du rapport $\frac{E}{C}$ (eau sur ciment) systématiquement supérieures à 0.5. Généralement, ce rapport se situe entre 0.6 et 0.7. Cette particularité s'explique par deux paramètres :

- la surface spécifique du mélange qui est élevée par rapport aux bétons traditionnels ;
- la granulométrie du sable

3.4.2 Module d'élasticité

Les bétons de sable ont des modules d'élasticité plus faibles que les bétons classiques. C'est une donnée générale des matériaux granulaires 0/D pour lesquels le modules diminue lorsque $D_{\max}$ diminue.

3.4.3 Résistance aux chocs

Les bétons de sable résistent mieux aux chocs. Cela est attribué sans doute à leur structure plus fine et plus homogène, permettant de mieux répartir les impacts et d'éviter les éclatements que l'on observe sur les bétons classiques.

3.4.4 Résistance au délavage

Les expériences confirment que les bétons de sables résistent mieux au délavage que les bétons traditionnels, ce qui en fait un matériau particulièrement adapté aux travaux de bétonnage en milieu aquatique.

3.4.5 Adhérence aux armatures

Le béton de sable ne se distingue pas du béton classique quant à l'adhérence aux armatures. Selon la formulation du béton de sable, on obtient des résultats meilleurs ou moins bons par rapport au béton de référence. Par contre, le béton de sable garantit un bon enrobage des aciers.

3.4.6 Retrait et fluage

En milieu étanche, le retrait du béton de sable est voisin de celui du béton traditionnel mais en milieu non étanche, la valeur du retrait peut atteindre des valeurs doubles de celle d'un béton classique. Ceci s'explique vraisemblablement par la distribution et la taille des vides différents pour les deux matériaux.

En matière de fluage, à l'état plastique le béton de sable est moins résistant que le béton classique.

3.4.7 Ouvrabilité et qualité d'aspect

Du point de vue ouvrabilité, le béton de sable se révèle apte à garnir les éléments les plus fins et les plus inaccessibles des moules. En conséquence, on pourra obtenir des effets architecturaux assez variés :

- aspect très lisse, type marbre ;
- aspect finement grenu, type pierre ;
- arêtes parfaitement définies ;
- absence de défaut d'aspect notamment dû à la ségrégation.

3.5 Méthode théorique de formulation du béton de sable

3.5.1 Introduction

La méthode théorique de formulation est une méthode visant à optimiser la compacité du béton de sable et à estimer par la suite ses performances potentielles.

3.5.2 Principe de la méthode

Le principe de la méthode consiste à évaluer la quantité de fines requises pour minimiser l'indice de vides du mélange binaire sable- fines. La quantité d'eau et d'air se déduit alors de la porosité du squelette solide.

3.5.3 Estimation des différents constituants du béton de sable et de la résistance en compression

a) Estimation du dosage en fines

Le but de l'estimation du dosage en fines est d'optimiser la compacité des constituants solides du béton de sable. Les constituants sont séparés en deux fractions :

- les fines regroupant l'ensemble des grains de tailles inférieures à $80\mu m$. Les fines sont alors constituées de ciment, de la fine d'addition et de la fraction du sable inférieure à 80μ .
- Le sable incluant l'étendue granulaire $80\mu/D$ (D étant défini ici comme le diamètre maximal du sable)

D'après la formule de CAQUOT : $[Fines] = 0.8 \left(0.08 / D \right)^{1/5}$

b) Estimation du dosage en eau

Bien que le squelette granulaire soit optimisé, il reste toujours une certaine porosité. La porosité minimale théorique du béton est donnée par la relation suivante :

$$(e + V)_{\min} = 0.8 \left(d / D \right)^{0.2}$$

Dans le cas d'un mélange totalement défloculé, d étant la moyenne harmonique du constituant le plus fin. Alors :

$$d = \frac{60}{f \cdot \rho_{\text{ciment}}} \text{ [mm]}$$

f : surface spécifique Blaine

ρ_{ciment} : masse volumique du ciment (g/cm^3)

D : représente le diamètre du plus gros grains.

V et e sont reliés par la formule suivante :

$$V = ke$$

Ceci provient de la constatation que le béton renferme toujours une certaine quantité d'air malgré sa compacité

k : constante comprise entre 0.2 et 0.25

V : volume de vide (l/m^3)

e : volume d'eau (l/m^3)

c) Estimation du dosage en sable

Le dosage en sable est le complément à 1000 de la somme des dosages des constituants fines, eau et vide.

$$[sable] = 1000 - [fine] - [eau] - [vide] \quad (l/m^3)$$

d) Estimation de la résistance en compression

L'estimation de la résistance en compression se fait suivant les méthodes classiques qui consistent à partitionner les contributions du squelette granulaire, de la nature du liant et des dosages des constituants de la pâte. (R. Bilhouet Chap. II P 64)

La généralisation de la formule de Féret a été proposée :

$$R_b = \frac{K_c R_c}{\left[1 + \frac{3.1(e + v)}{C(1 + K_1 + K_2)} \right]^2}$$

K_c : coefficient granulaire (ordre de grandeur 4.5 à 5)

R_c : classe de résistance du ciment (MPa)

e : dosage en eau totale (l/m^3)

v : air piégé (l/m^3)

C : dosage en ciment (kg/m^3)

R_b : résistance du béton à 28 jours (MPa)

$$\text{Et avec } K_1 = K_{cv} \frac{CV}{C} + K_{fs} \frac{FS}{C}$$

$$0.2 < K_{cv} < 0.4 \quad 2 < K_{fs} < 3.3 \text{ et } K_1 \leq 0.5$$

$$K_2 = K_{fil} \frac{FIL}{C} \quad 0 < K_{fil} < 0.4 \text{ et } K_2 < 0.2$$

Avec K_1 : coefficient pouzzolanique

K_2 : Coefficient d'activité du filler calcaire

K_{cv} , K_{fs} , K_{fil} : coefficient d'équivalence en ciment des différentes addition en fines

CV, FS, FIL : dosage en cendres volants, fumée de silice et filler calcaire (kg/m^3)

Remarque : Pour le dosage en ciment, on utilise le module bilinéaire d'activité du filler, c'est-à-dire, il existe un optimum d'activité au-delà duquel les fillers ne participent plus au développement des performances mécaniques.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Ciment} + \text{filler} + f_s = [\text{fines}] \\ \frac{\text{filler}}{\text{ciment}} = 0.8 \end{array} \right.$$

3.6 Application de la formule théorique du béton de sable dans le cadre de la zone d'étude

3.6.1 Béton de sable avec un ciment CPA 45 ; avec utilisation de défloculant (D=2mm)

- échantillon N°1

La quantité totale de fines est obtenue par la formule suivante :

$$[fines] = 0.38[0.08/D]^{1/5} \text{ avec } D=2\text{mm}$$

$$\text{Soit } [fines] = 200 \text{ l/m}^3$$

La porosité minimale du béton est :

$$(e + v) = 0.38 \left[\frac{d}{D} \right]^{0.2}$$

Avec le mélange défloculé, nous pouvons estimer la taille des plus petites particules à

l'aide de la formule $d = \frac{60}{f \cdot \rho_{\text{ciment}}}$. Nous admettons que le ciment est le plus fin parmi les

fines, avec une surface spécifique Blaine $f = 3000 \text{ cm}^2/\text{g}$ et une densité $\rho_{\text{ciment}} = 3.1$

Alors $d = 0.0064 \text{ mm}$

$$\text{D'où } (e + v) = 254 \text{ l/m}^3$$

A partir de la relation $v = k.e$ et en prenant $k=0.25$,

$$\text{On a } [vide] = 51 \text{ l/m}^3$$

$$[eau] = 203 \text{ l/m}^3$$

Finalement, le dosage en sable est :

$$[sable] = 546 \text{ l/m}^3 \text{ Soit avec une densité de } 2.7 \text{ un dosage de } 1474 \text{ kg/m}^3$$

D'après l'analyse granulométrique, les fines présentes dans l'échantillon N°1 sont évaluées à 25 kg/m^3 , et avec une densité égale à 1.8, on a alors $f_s = 14 \text{ l/m}^3$ (f_s : fines présentes dans le sable).

En ce qui concerne les fines d'addition, on utilise des fillers calcaires.

En optimisant la résistance selon le modèle bilinéaire du filler et en faisant le rapport filler/ciment (en poids) à environ 0.8, nous avons alors les dosages en ciment et filler par le système de deux équations suivant :

$$\begin{cases} \text{Ciment} + \text{filler} + f_s = [\text{fines}] \\ \frac{\text{filler}}{\text{ciment}} = 0.8(\text{poids}) \end{cases}$$

On trouve, [ciment = 301 Kg/m^3]

[filler = 240 Kg/m^3]

Enfin, on pourra déterminer la résistance en compression du mélange :

$$R_b = \frac{K_F R_c}{\left[1 + \frac{3.1(e + v)}{C(1 + K_1 + K_2)} \right]^2}$$

Avec :

$$K_f = 5$$

$$R_c = 45 \text{ MPa}$$

$$e = 203 \text{ l/m}^3$$

$$v = 51 \text{ l/m}^3$$

$$C = 30 \text{ kg/m}^3$$

$$k_1 = 0$$

$$k_2 = 0.2$$

- Pour les autres échantillons, les quantités de fines d'addition, d'eau, de vides et de sables sont égales à celles de l'échantillon N°1. Seule la quantité de fines des sables est différente d'un échantillon à l'autre. Et ceci entraîne la variation des dosages en ciment et en filler calcaire et par conséquent, leur résistance en compression.

Le tableau suivant donne les résultats de tous les calculs effectués. Les procédés de calcul sont toujours les mêmes que ceux de l'échantillon N°1.

	Echantillon N°1	Echantillon N°2	Echantillon N°3	Echantillon N°4	Echantillon N°
Fines (l/m ³)	200	200	200	200	200
Eau (l/m ³)	203	203	203	203	203
Vide (kg /m ³)	51	51	51	51	51
(e +v) (l/m ³)	254	254	254	254	254
Ciment (kg /m ³)	301	260	183	301	301
Sable (kg /m ³)	1474	1474	1474	1474	1474
Fines sables (l /m ³)	19	38	86	14	14
fillers (kg /m ³)	240	211	148	240	240
R _b (MPa)	22.25	18.02	10.7	22.25	22.25

Tableau N°31 : résultats du calcul des résistances en compression avec du ciment CPA 45, et avec utilisation de défloculant (D=2mm)

Moyenne : 19.09 MPa

Ecart- type : 10.60MPa

Interprétation :

Avec l'ajout de défloculant, la résistance en compression du béton de sable atteint des performances honorables avec du CPA 45 en général, sauf pour le sable de Tanjombato. La différence observée ici entre les échantillons s'explique par le taux des fines dans les sables. Or, ces fines n'ont pas de propriétés pouzzolaniques. Et par conséquent, la résistance en compression diminue.

3.6.2 Béton de sable avec du ciment CPA 45, sans utilisation de défloculant (D=2mm)

La quantité de fines inchangée. Evidement, les fines dans chaque échantillon de sable sont toujours les même, tout comme les dosages en ciment et en filler.

En revanche, puisque le mélange n'est pas défloculé, nous adoptons pour d la valeur de 0.020 mm. D'où la modification de la quantité de sable, de vides et d'eau.

Le résumé des calculs est donné dans le tableau suivant :

	Echantillon N°1	Echantillon N°2	Echantillon N°3	Echantillon N°4	Echantillon N°5
Fines (l/m^3)	200	200	200	200	200
Eau (l/m^3)	254	254	254	254	254
Vide (l/m^3)	64	64	64	64	64
(e + v) (l/m^3)	318	318	318	318	318
Ciment (kg/m^3)	304	270	201	304	304
Sable (kg/m^3)	1301	1301	1301	1301	1301
Fine sable	12	34	76	12	12
Fillers (kg/m^3)	243	216	162	243	243
R_b (MPa)	16.42	13.76	8.69	16.42	16.42

Tableau N°32 : Résultats du calcul des résistances en compression avec du ciment CPA 45, sans défloculant (D=2mm)

Moyenne : 14.34 MPa

Ecart-type : 6.72 MPa

Interprétation :

En absence de défloculant, on observe une diminution sensible de la résistance en compression pour tous les échantillons. Ceci se traduit par l'augmentation du dosage en eau et du volume des vides, donc une porosité élevée qui fait diminuer la compacité des bétons.

3.6.3 Béton de sable avec du ciment CPJ 35, et utilisation de défloculant (D=2mm)

Le ciment CPJ 35 est un ciment composé. Nous sommes alors amenés à partitionner le ciment entre le clinker et les fines. Nous allons adopter également l'hypothèse que les fines incorporées dans le ciment sont de même nature que les filler d'addition, c'est-à-dire les fillers calcaires. Les dosages en fines, eau, vides, sables restent inchangés. Alors on a,

$$[\text{fines} = 200 \text{ l/m}^3]$$

$$[e+v = 254 \text{ l/m}^3]$$

$$[\text{vide} = 51 \text{ l/m}^3]$$

$$[\text{eau} = 203 \text{ l/m}^3]$$

$$[\text{sable} = 1474 \text{ l/m}^3]$$

Pour les procédés de calcul, nous proposons uniquement à titre d'exemple le cas de l'échantillon N°1. Ensuite, nous présenterons les résultats sous forme de tableau.

- Echantillon N°1 :

Détermination des dosage en ciment et en filler

Le ciment est composé de 65% de clinker et 35% de filler

$$\text{Ciment} + \text{filler} + f_s = [\text{fines}] \text{ (volume)}$$

$$\text{Filler} + 35\% \text{ ciment} = 0.8 \times 65\% \text{ ciment (poids)}$$

$$\text{Filler} = 0.17 \text{ ciment (poids)}$$

$$\text{Soit filler} = 0.19 \text{ ciment (volume)}$$

$$\text{D'où, } [\text{ciment}] = 484 \text{ kg/m}^3$$

$$[\text{filler}] = 148 \text{ kg/m}^3$$

Pour utiliser la formule de Féret modifiée, on considère que le clinker a une classe équivalente majorée de 20% par rapport à la classe du ciment,

$$\text{Soit } 35 \times 1.20 = 42 \text{ MPa, avec un dosage de } 0.65 \times 484 = 315 \text{ kg/m}^3$$

Avec $K_F = 5$ et $K_2 = 0.2$, on aura alors, $R_b = 22.09 \text{ MPa}$

Récapitulation des résultats

	Echantillon N°1	Echantillon N°2	Echantillon N°3	Echantillon N°4	Echantillon N°5
Fine (l/m ³)	200	200	200	200	200
Eau (l/m ³)	203	203	203	203	203
Vide (l/m ³)	51	51	51	51	51
(e + v) (l/m ³)	254	254	254	254	254
Ciment (kg/m ³)	484	422	298	484	484
Sable (l/m ³)	1474	1474	1474	1474	1474
Fine sable (l/m ³)	14	38	86	14	14
Fillers (kg/m ³)	148	70	49	148	148
Clinker (kg/m ³)	315	274	199	315	315
R _b (MPa) (l/m ³)	22.09	18.23	10.94	22.09	22.09

Tableau N°33 : Résultats du calcul des résistances en compression avec du ciment CPJ – 2 et utilisation de défloculant (D=2 mm)

Moyenne : 19.09 MPa

Ecart-type : 9.70 MPa

Interprétation : Ces résultats montrent que le type de ciment n'a pas trop d'influence sur la résistance du béton. Cela s'explique par le fait qu'on a utilisé la classe équivalente majorée du clinker contenu dans le CPJ 35 et les autres composants du ciment sont considérés comme des fillers. Par contre, le dosage en ciment est trop élevé pour l'emploi du CPJ 35.

3.6.4 Béton de sable avec du ciment CPA 45, et utilisation de défloculant (D=3.15 mm)

Le raisonnement de calcul est le même qu'avec celui du premier cas, mais on emploie ici des sables dont le diamètre maximal est égal à D =3.15 mm. Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

	Echantillon N°1	Echantillon N°2	Echantillon N°3	Echantillon N°4	Echantillon N°5
Fine (l/m ³)	182	182	182	182	182
Eau (l/m ³)	185	185	185	185	185
Vide (l/m ³)	46	46	46	46	46
(e + v) (l/m ³)	231	231	231	231	231
Ciment (kg/m ³)	270	229	143	270	270
Sable (l/m ³)	1585	1585	1585	1585	1585
Fine sable (l/m ³)	15	41	93	15	15
Fillers (kg/m ³)	216	184	113	216	216
R _b (MPa) (l/m ³)	21.83	17.3	8.41	21.83	21.83

Tableau N°34 : Résultat du calcul des résistances en compression avec du ciment CPA 45 et utilisation de défloculant (D=3.15 mm)

Moyenne : 18.24 MPa

Ecart- type : 11.61 MPa

Interprétation :

L'utilisation des sables de diamètre supérieur fait diminuer le dosage en ciment. Ceci est dû à la diminution de quantité des fines. Mais on trouve que les résistances en compression sont bien maintenues.

3.6.5 Conclusion

La qualité du béton de sable dépend étroitement de la quantité de fines contenues dans le sable. Plus cette quantité est élevée, moins le béton est résistant. Tel est le cas du sable de Tanjombato. Et même, entre les sables classés équivalents en module de finesse, on constate des écarts assez nets sur les résistances à la compression (de l'ordre de 3.5 MPa) du fait de leurs teneurs en fines différentes. En toute évidence, le sable de Tanjombato nécessite des corrections granulométriques avant tout emploi éventuel. Et dans l'ensemble, l'élargissement de l'étendue granulaire et l'utilisation de défloculant sont des critères indispensables pour améliorer les résistances mécaniques (de l'ordre de 30%).

3.7. Méthode expérimentale de formulation des bétons de sable

Le but de la méthode expérimentale de formulation ne diffère pas de celui de la méthode théorique. Il s'agit de trouver la proportion des différents constituants du béton afin de le rendre le plus compact possible, et ce en accord avec les autres caractéristiques recherchées, en particulier l'ouvrabilité.

Cette méthode est itérative et est basée sur la réalisation de gâchées légères. Les gâchées sont caractérisées par des mesures de la maniabilité, et de la masse volumique apparente. L'emploi d'adjuvants est inévitable en vue d'adapter la maniabilité aux exigences des ouvrages à construire.

Voici les différentes étapes de la formulation :

- Détermination d'une formule de base sans fines d'addition
 - Choix de la teneur en ciment
 - Fixation d'une teneur en ciment
 - Détermination d'un dosage en sable
 - Réglage de la maniabilité et du rendement
- Détermination du dosage en fines d'addition
- Adaptation de la maniabilité à la mise en œuvre
- Contrôle des résistances

3.7.1 Détermination d'une formule de base sans fines d'addition

➤ Dosage en ciment

Le dosage en ciment est fixé. On note [ciment] le poids du ciment par mètre cube de béton.

➤ Dosage en eau

Le dosage en eau peut être estimé d'abord par la formule suivante :

$$[eau] = \frac{800}{1 + \alpha} \left(\frac{d}{D} \right)^{\frac{1}{5}}$$

Avec :

α compris entre 0.1 et 0.15

d : borne inférieure de la phase solide du béton (mm)

D : borne supérieure de l'étendue granulaire du sable (mm)

Remarque :

- Si le mélange est défloculé, alors :

$$d = \frac{60}{f \cdot \rho_{\text{ciment}}}$$

Avec,

f : surface spécifique Blaine de ciment (cm²/g)

ρ_{ciment} : Masse volumique du ciment (g/cm³)

- Si le mélange n'est pas défloculé, on peut prendre d comme la dimension des floccs, généralement comprise entre 0.020mm et 0.025 mm.

➤ Détermination du dosage en sable

La masse du sable à employer peut être déterminée au début par la formule suivante :

$$[sable] = \left\{ 100 - \left(\frac{[ciment]}{\rho_{\text{ciment}}} + \frac{[Adjuvant]}{\rho_{\text{adjuvant}}} + \frac{[eau]}{\rho_{\text{eau}}} + V_{\text{air}} \right) \right\} \times \rho_{\text{sable}}$$

- Le volume d'air est de l'ordre de 5% à 7% du volume du béton.

- Le dosage en adjuvant est préconisé par le fabricant. Il est défini par rapport au poids du ciment.
- La masse de tous les constituants donne la masse volumique apparente théorique (MVAT).

➤ Réglage de la maniabilité et du rendement

L'objectif dans cette étape est d'obtenir la formule de un mètre cube (c'est-à-dire, faire tendre la masse volumique apparente théorique à la masse volumique apparente réelle) et un temps d'écoulement de 7s à 10s.

Pour cela, des corrections sont nécessaires pour ajuster la masse du sable et le volume d'eau.

- Afin de déterminer la masse volumique apparente réelle initiale, une gâchée est nécessaire. Elle est obtenue à partir de la formule établie précédemment.
- La correction peut être opérée à l'aide de la formule itérative suivante :

$$[\text{sable}]_i = [\text{sable}]_{i-1} - (\text{MVAR})_{i-1} \pm V_{\text{eau}} \rho_{\text{sable}}$$

V_{eau} est le volume d'eau qu'il faut ajouter ou retrancher suivant le temps d'écoulement t mesuré à la maniabilité.

Si $t < 7\text{s}$, il faut retrancher un volume V_{eau}

Si $t > 10\text{s}$, il faut ajouter un volume V_{eau}

Remarque : après cette étape, le volume d'eau devient définitive.

3.7.2 Détermination du dosage en fines d'addition

Le dosage en fines d'addition est déterminé en maintenant la proportion d'eau et de ciment constant, c'est-à-dire $\frac{E}{C}$ constant.

Pour cela, des gâchages sont nécessaires pour déterminer les dosages en fines d'addition optimale.

L'objection est d'augmenter la compacité du béton. Dans ce cas, les fines d'addition remplissent les vides, c'est-à-dire $MVAR = MVAT$.

Aussi, pour chaque gâchée, on détermine la maniabilité ainsi que la masse volumique apparente réelle (MVAR) que l'on compare à la masse volumique apparente théorique (MVAT) de la formule jusqu'à obtenir l'égalité entre les masses volumiques. Si besoin est, la correction sur le sable s'effectue à l'aide de la formule suivante :

$$[sable]_i = [sable]_{i-1} - [(MVAT)_{i-1} - (MVAR)_{i-1}]$$

Voici la plage usuelle des fines d'addition :

Cendres volantes : 0 – 300kg

Fillers calcaires : 0 – 250 kg

Fumées de silice : 0 – 50 kg.

Connaissant les maniabilités et les masses volumiques pour chaque dosage en fine d'addition, on trace les courbes correspondantes. L'optimum de ces courbes définit le dosage en fines d'addition [fines] et en sable [sable].

3.7.3 Adaptation de la maniabilité à la mise en œuvre

La mise en œuvre parfaite du béton de sable nécessite une consistance de béton adaptée aux moyens utilisés sur chantier. La maniabilité sera réglée en faisant varier la quantité d'adjuvant conformément à la notice technique du produit.

3.7.4 Contrôle des résistances

On effectue des essais mécaniques. Les résistances peuvent être modifiées en augmentant ou en réduisant le dosage en eau et/ou en adjuvant pour un ciment donné. Si les résistances obtenues ne correspondent pas aux résistances souhaitées, il est possible de refaire une étude à partir d'un ciment différent.

3.7.5 Calcul de MVAT pour différents dosages en ciment

- Densité de l'adjuvant : 1.16
- Masse volumique des sables : 2.7
- Volume de l'air : 50 l.

➤ **Dosage 250kg de ciment par mètre cube.**

Désignation	Dosage massique (kg)	Dosage volumique (l)
Ciment	250	81
Sable	2055	761
Adjuvant	1.2	1
Eau	107	107
MVAT	2413.2	1000

Tableau N°35 : Calcul de MVAT à dosage 250 kg de ciment

➤ **Dosage 300 kg de ciment par mètre cube**

Désignation	Dosage massique (kg)	Dosage volumique (l)
Ciment	300	97
Sable	2009	744.7
Adjuvant	1.5	1.3
Eau	107	107
MVAT	2417.2	1000

Tableau N°36 : Calcul de MVAT à dosage 300 kg de ciment

➤ **Dosage 350 kg de ciment par mètre cube**

Désignation	Dosage massique (Kg)	Dosage volumique (l)
ciment	350	113
Sable	1967	728.5
Adjuvant	1.75	1.5
Eau	107	107
MVAT	2425.75	100

Tableau N°37 : calcul de MVAT à dosage 350 de ciment

3.8 Facteurs d'études sur le béton de sable

3.8.1 Mesure de la porosité et de la compacité

La mesure de la porosité et de la compacité du béton de sable est nécessaire pour comprendre les mécanismes qui régissent la résistance. Voici le déroulement de l'expérience : le bloc de béton est desséché jusqu'à masse constante à une température déterminée ; on l'imbibe sous vide et on en déduit la masse d'eau imbibée ; on mesure ensuite le volume. Après, on obtient la porosité qui est le rapport du volume du vide au volume total. Le complément à 100 est la valeur de la compacité.

3.8.2 Mesure de la perméabilité

L'intérêt de la mesure de la perméabilité est le même que celui de la porosité et de la compacité. Cet essai est réalisé en utilisant la loi de DARCY. L'éprouvette reçoit une pression d'eau sur une face et le débit d'eau est mesuré sur l'autre face restée libre.

3.8.3 Mesure de l'absorption capillaire

L'absorption capillaire est essentielle pour comprendre la présence de canaux internes dans le béton et l'effet de l'emploi des adjuvants comme l'hydrofuge de masse. Une éprouvette placée au contact de l'eau voit sa masse augmenter jusqu'à une certaine valeur, en fonction du temps.

3.8.4 Essais sur le béton frais

a) Détermination de la maniabilité

La maniabilité est une propriété du béton caractérisée par des mesures de consistance. Celle-ci est nécessaire afin de savoir la nature et le dosage en addition ainsi que l'ouvrabilité du béton de sable. La consistance peut être estimée par les méthodes habituelles (affaissement au cône, table à secousse, appareil vété, plasticimètre, maniabilimètre ...).

Les méthodes les plus courantes sont l'affaissement au cône d'Abrams et celle du temps d'écoulement au maniabilimètre. L'affaissement au cône permet de classer le béton en quatre catégories :

- Affaissement de 0 à 4 cm Béton ferme
- Affaissement de 0 à 9 cm Béton plastique
- Affaissement de 0 à 15 cm Béton très plastique
- Affaissement supérieure à 16cm..... Béton fluide

La mesure de la maniabilité consiste à mesurer le temps d'écoulement du béton dans une cuve soumise à une vibration électrique.

Plus le béton est plastique, maniable et de bonne ouvrabilité, plus le temps est court. On constate en moyenne les valeurs suivantes :

- pour les bétons mous et très fluides, on a $t \leq 10$ secondes
- pour les bétons très plastiques, on a $t \approx 15$ secondes

b) Mesure de la teneur en air occlus

La mesure de la teneur en air occlus s'effectue avec un aéromètre à béton. Elle permet d'analyser l'influence de l'adjuvant entraîneur d'air et d'apprécier la compacité du béton.

Le principe de la mesure est basé sur la loi de MARIOTTE. En général, un moule cylindrique de volume connu est rempli de béton, damé ou vibré, puis il est fermé et on

opère à deux pressions connues : on mesure la diminution de volume due à l'augmentation de pression. La diminution de volume obéit à la loi de MARIOTTE : elle est proportionnelle au rapport du volume d'air occlus du volume total du béton introduit dans l'appareil.

3.8.5 Essais sur le béton durci

a) Mesure de la densité au démoulage

Cette mesure permet d'évaluer la quantité d'air occlus restant après durcissement.

b) Mesure de gonflement

Le gonflement est un allongement d'origine physico-chimique observé sur le béton conservé dans l'eau. Cet allongement peut s'accroître lorsqu'il résulte de la cristallisation du sulfoaluminate qui est un sel particulièrement expansif.

Pour le béton de sable, la connaissance de cette caractéristique est primordiale car elle permet d'analyser le comportement du béton à intervalles granulaires différents et en dosage en fines différents. Il en est de même de la caractéristique du ciment car le sulfoaluminate provient de la chaux libre du ciment.

L'expérience se fait avec des éprouvettes soumises à 38°C et à 100% d'humidité relative.

c) Comportement thermique

Etant donné la propriété exothermique de la réaction d'hydratation du ciment, l'analyse du comportement thermique du béton de sable est incontournable. Les variations de température à l'intérieur du béton sont à l'origine de contraintes mécaniques pouvant conduire à la fissuration de la pièce.

Voici les mesures à effectuer dans ce sens :

- mesure de la conductivité thermique ;
- mesure des coefficients d'échange thermique ;
- mesure des coefficients de dilatation.

d) Mesure de retrait

Le béton, durci dans l'air humide ou dans l'eau, puis exposé dans une atmosphère sèche subit une dessiccation. Le départ de l'eau provoque un raccourcissement. C'est le retrait. Les essais se pratiquent sur des éprouvettes moulées avec de plots. La courbe d'apparition du retrait peut être donnée par l'expression exponentielle de l'HERMITE.

$$\Delta(t) = \Delta m(\theta) \left\{ 1 - \exp \left[- \left(\frac{k}{D} \right)^{\frac{u}{3}} \sqrt{t} \right] \right\}$$

Avec

$\Delta(t)$: retrait (mm/m) au temps t (j) compté depuis la mise dans l'air de degré hygrométrique θ (la conservation préalable ayant lieu dans l'air saturé ou dans l'eau) ;

$\Delta m(\theta)$: Retrait final dans l'air de degré hygrométrique θ (mm/m)

K : coefficient de diffusivité propre au béton, qui diminue généralement avec l'âge (mm/j)

D : rayon moyen volume/surface (mm)

u : exposant dont la valeur varie entre 1 et 2. L'HERMITE estime que la valeur 2 convient dans la plupart des cas.

e) Mesure du module d'élasticité

Le module d'élasticité est le rapport entre la contrainte et la déformation correspondante.

Ce module d'élasticité peut être déterminé expérimentalement :

- par chargement statique directe d'éprouvette de béton avec mesure de la déformation correspondante.
- par mise en vibration d'éprouvettes prismatiques de longueur L, E étant proportionnel au carré de la fréquence F :

$$E = (2LF) \frac{2\omega}{g}$$

ω : densité du béton

g : accélération de la pesanteur

- par vitesse du son, E étant proportionnel au carré de la vitesse du son V

$$E = KV \frac{2\omega}{g}$$

K étant une fonction du coefficient de Poisson.

f) Fluage

Le fluage est la déformation plastique du béton après un temps très long. Il peut être estimé soit en traction, soit en compression. Le fluage estimé est à peu près proportionnel à la charge appliquée quand il reste à la moitié de la charge de rupture.

L'intérêt de la mesure de fluage est d'apprécier la validité du dosage en ciment et du water ratio $E/K + kA$. L'influence des sables et des fillers n'est appréciable que dans le cas où le module d'élasticité est faible.

3.8.6 Rupture

a) Essai de résistance à la compression

L'essai à la compression est le plus couramment utilisé comme critère de qualité. De plus, il permet d'apprécier l'homogénéité du béton, sa régularité de confection et son durcissement.

Pour le déroulement de l'essai, on utilise des éprouvettes cylindriques de hauteur égale à deux fois le diamètre de la base. Dans le cas du béton de sable, le diamètre du cylindre est $\Phi = 11$ cm et sa hauteur est $h = 22$ cm. La vitesse de mise en charge est comprise entre 2 et 7 bars par seconde. Si U est la charge maximale supportée par l'éprouvette de section droite B , la résistance à la compression sera : U/B .

b) Essai de résistance à la traction

La mesure de la résistance à la traction permet de connaître l'adhérence du liant aux granulats.

Cet essai peut se pratiquer de plusieurs façons : par flexion sur prismes (sous charge indirecte) ; par traction directe (ceci est possible par collage des têtes métalliques, en utilisant des colles époxydes).

L'essai de la traction indirecte consiste à écraser un cylindre suivant deux génératrices diamétralement opposées.

La résistance à la traction est obtenue par la formule suivante :

$$\sigma = \frac{2P}{\pi dl}$$

Avec :

- P : Charge de rupture ;
- dl : Section rompue ;
- d : Diamètre du cylindre ;
- l : Longueur du cylindre.

3.8.7 Essai de durabilité

La mesure de la durabilité a pour but de qualifier le béton vis-à-vis des attaques physico-chimiques ou internes.

Les essais les plus intéressants pour le béton de sable sont :

- la carbonatation ;
- la pénétration des ions chlorures.

3.8.8 Essai d'adhérence aux armatures

L'adhérence du béton de sable vis-à-vis des armatures est une caractéristique importante à connaître. L'essai d'adhérence aux armatures consiste à mesurer le déplacement d'une armature, noyée dans le matériau durci, en fonction de l'effort qui lui est appliqué.

3.9 Domaine d'utilisation du béton de sable

3.9.1 Fondations

- fondations superficielles : semelles, radiers
- fondations profondes : exécution des pieux forés.

3.9.2 Bâtiments

- confection des blocs préfabriqués ;
- confection des éléments peu ou non porteurs : bandeaux, corniches, acrotères.
- élément d'habillage : appuis de baie, contreventement.
- confection des éléments porteurs : poutres, prédalles précontraintes
- confection des dallages : radiers sur terre plein, dalles de compression, planchers sur prédalles.
- confection de poteaux, de voiles.

3.9.3 Construction routière

- réalisation des chaussées en béton pour les chaussées à trafic moyen et à trafic faible.
- confection des ouvrages d'art.

3.10 Limites du champ d'application

3.10.1 Limites inhérentes à la nouveauté

La technologie du béton de sable est récente. L'utilisation reste encore en effet limitée. Seule une vulgarisation progressive pourra entraîner une banalisation de l'emploi de ce type de béton.

3.10.2 Contraintes liées à la formulation

Les performances d'un béton de sable sont extrêmement dépendantes de la qualité de la formulation et du respect de cette formulation.

3.10.3 Contraintes liées aux performances

- En général, les performances mécaniques des bétons de sable sont inférieures à celles des bétons traditionnels. Et en particulier ; la cinétique de montée en résistance est en général plus lente pour les bétons de sable, en ce qui limiterait leur usage aux bétons mis en charge précocement.

- pour le béton de sable, les valeurs du retrait sont très sensibles à leur formulation. Par conséquent, il convient de prendre des précautions avec l'usage de certains sables et fillers.

- Pour le fluage, la composition du béton des sables varie selon les usages auxquels il est destiné. A titre d'exemple, n'importe quel béton de sable même s'il présente une bonne résistance mécanique ne convient pas forcément aux bétons précontraints.

CONCLUSION

Les rivières de la plaine d'Antananarivo recèlent d'importantes ressources en sables. Il importe dorénavant de donner une dimension économique à leur exploitation. Dans le cadre de ce mémoire de fin d'études, nous avons présenté des modèles d'aménagement qui répondent aux exigences et aux contraintes relatives à l'exploitation rationnelle des principaux lieux de concentration de sables. Pour cela, nous avons avancé des méthodes d'approche et des notes de calcul permettant d'appréhender et de résoudre les problèmes liés à la stabilité des plates-formes, à leurs assainissements ainsi qu'aux ouvrages de protection. Mais en marge de la contribution que nous avons apporté, nous estimons que des études plus approfondies et plus systématiques doivent être menées sur l'évaluation des quantités de sable extractible. Dans ce cas, la mesure directe des débits solides ainsi que l'établissement des profils en travers et des profils en long des principaux lieux de dépôt sont incontournables. Cela pourra conduire un jour à la modélisation mathématique des transports solides dans les rivières drainant la plaine d'Antananarivo, dont la portée est inestimable dans plusieurs domaines.

En ce qui concerne les caractéristiques des sables extraits, les études ont montré que la répartition granulométrique est satisfaisante malgré la teneur en fines assez élevée dans le sable de Tanjombato. Nous avons essentiellement analysé l'influence de cette caractéristique sur les performances mécaniques du béton de sable. Les résultats obtenus prouvent que le taux des fines du sable est un paramètre déterminant nuisant sur la qualité du béton. Ces études, bien que prometteuses, sont loin d'être exhaustives. Elles constituent cependant une étape préliminaire en vue d'orienter les recherches vers les applications plus concrètes et plus diversifiées. Nous estimons que l'optimisation de l'utilisation des différents ajouts, en particulier les fillers, mérite d'être approfondie pour parvenir à des résultats probants.

ANNEXES

ANNEXE I

QUELQUES DONNEES HYDROLOGIQUES ET PLUVIOMETRIQUES

Relevés des débits annuels de crues

Station météorologique de l'Ikopa à Ambohimambola (1957 à 1982)

Années	Q (m ³ /s)
1956-1957	89
1957-1958	190
1959-1960	86
1960-1961	114
1961-1962	70
1962-1963	157
1963-1964	122
1964-1965	125
1965-1966	89
1966-1967	104
1967-1968	109
1968-1969	124
1969-1970	137
1970-1971	193
1971-1972	228
1972-1973	212
1973-1974	70
1974-1975	342
1975-1976	100
1976-1977	350
1978-1979	71
1979-1980	124
1981-1982	291

Moyenne	152.0
Ecart-type	82.9
Po	114.7
Ag	64.8

Débits de crues maximums annuels de l'Ikopa à Ambohimambola.

Période	2 ans	5 ans	10 ans	20 ans	50 ans	100 ans
Fréquence humide	0.5	0.8	0.9	0.95	0.98	0.99
Uf	0.37	1.50	2.25	2.97	3.90	4.60
Q (24, F)	138	212	260	307	367	413

Relevés des pluviométries maximales journalières
Station météorologique SCM Antananarivo (1961 à 1997)

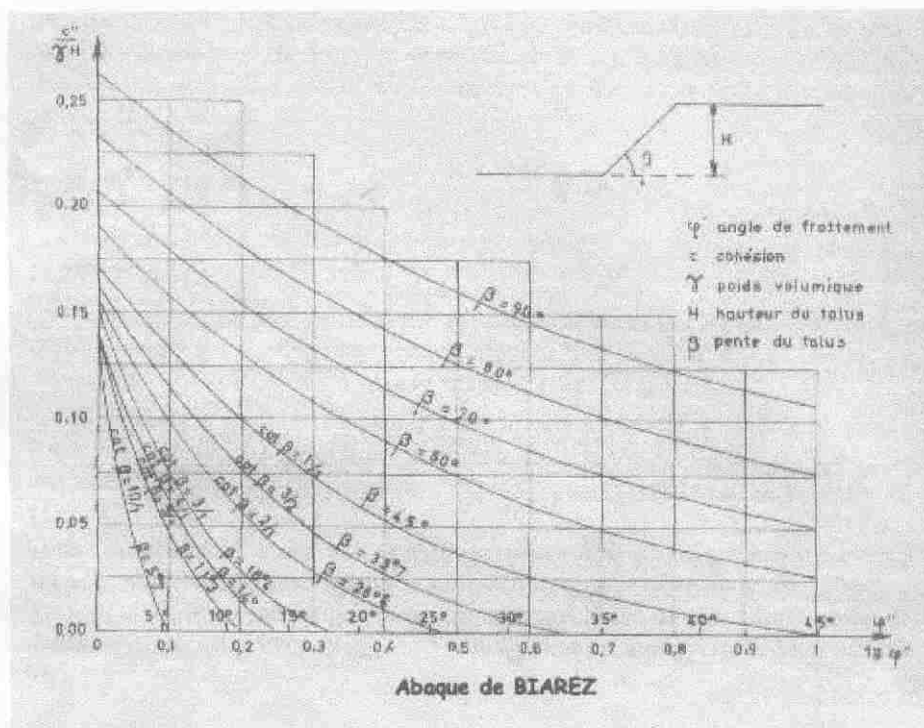
Années	P(mm)
1961	67,1
1962	85,3
1963	73,4
1964	74,9
1965	69,5
1966	105,4
1967	65,3
1968	63,6
1969	73,1
1970	69,1
1971	83,9
1972	89,4
1973	81,9
1974	67,1
1975	128
1976	47
1977	78,2
1978	115,2
1979	89,3
1980	77,9
1981	131,9
1982	147
1983	66,7
1984	98,7
1985	77,1
1986	72,7
1987	140,3
1988	82,4
1989	97,8
1990	42
1991	61,8
1992	73,3
1993	90,1
1994	112,5
1995	79,5
1996	69
1997	75,1

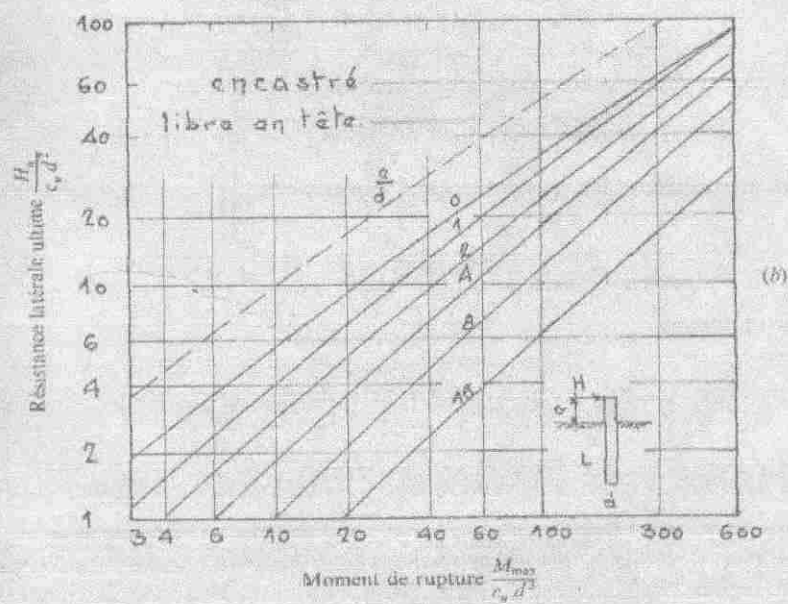
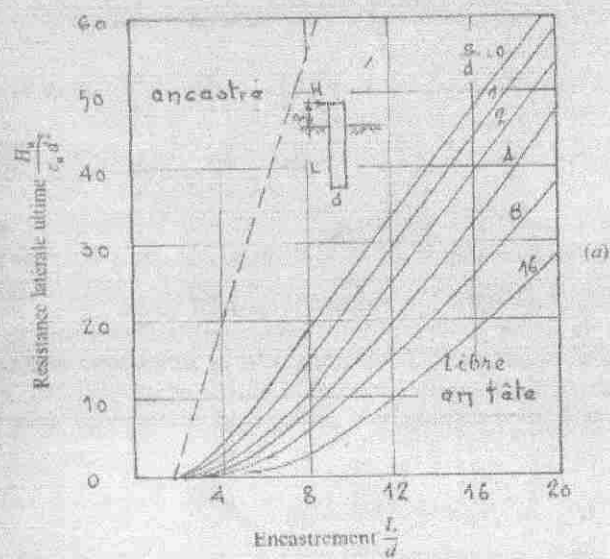
Moyenne	84.4
Ecart-type	24.0
Po	73.6
Ag	18.8

Période	2 ans	5 ans	10 ans	20 ans	50 ans	100 ans
Fréquence humide	0.5	0.8	0.9	0.95	0.98	0.99
Uf	0.37	1.50	2.25	2.97	3.90	4.60
Q (24, F)	80	102	116	129	147	160

ANNEXE II

ABAQUES DE BIAREZ, DE BROMS ET TABLE DE CAQUOT





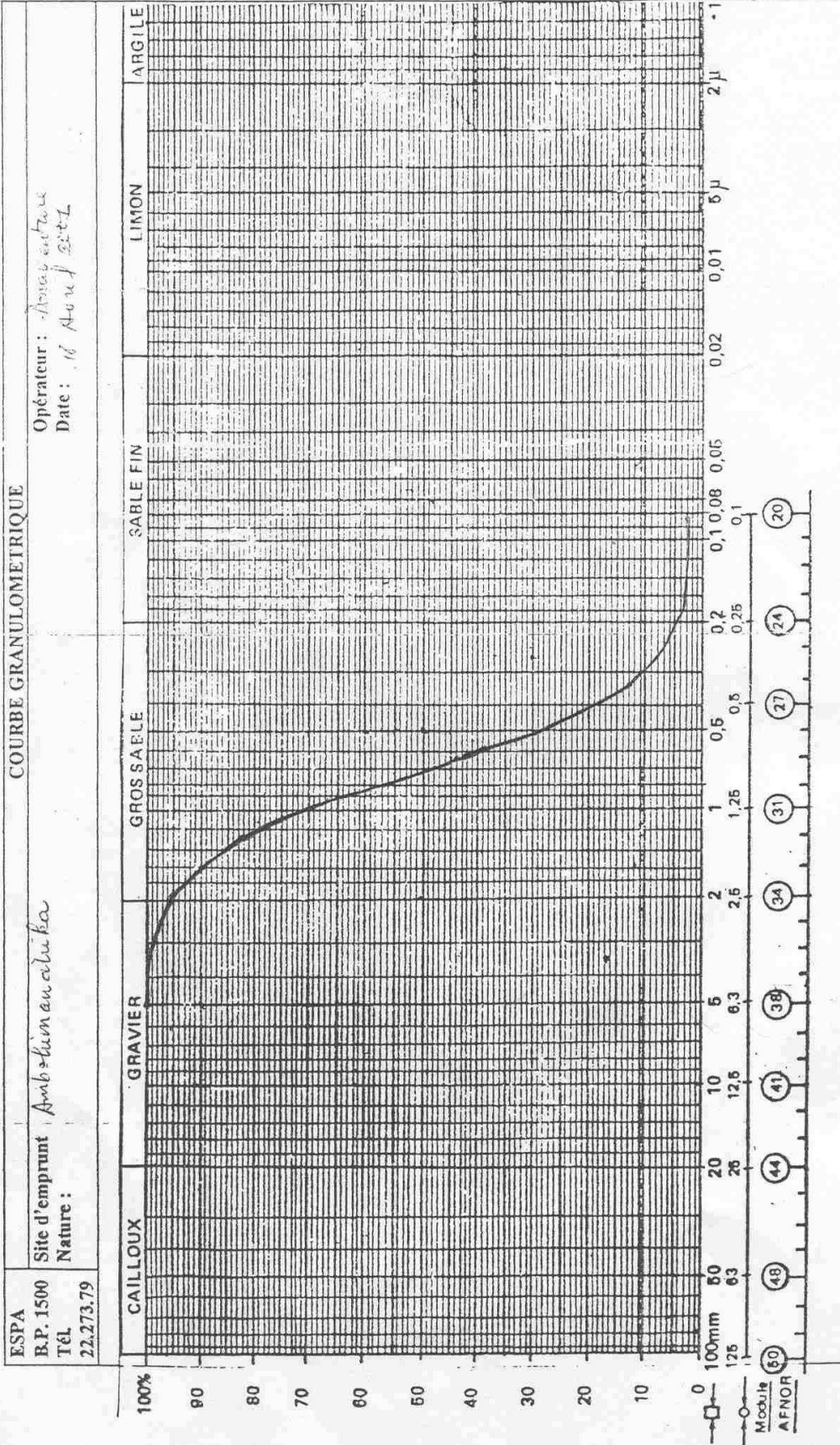
Abaque de BROMS: Résistance latérale ultime en milieu cohérent
a) Pieux courts
b) Pieux longs

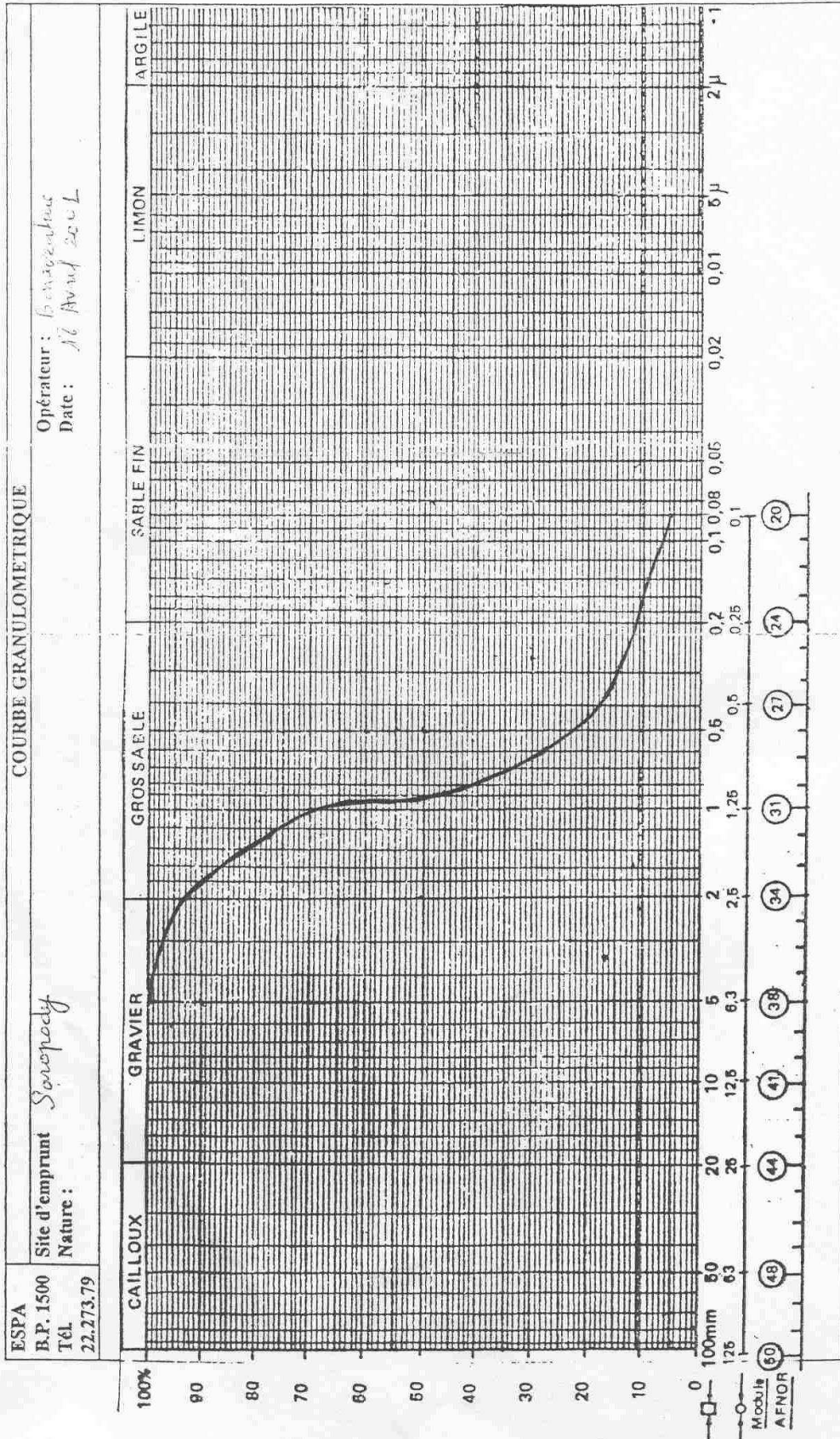
Table de Caquot pour les massifs pulvérulents sans surcharge

φ β	10°	13°	20°	25°	30°	35°	40°	45°	50°
$\frac{\bar{\sigma}}{\varphi} = 0$									
+45	0,859	0,997	1,14	1,36	1,76	2,11	2,76	3,79	5,59
+40	0,963	1,11	1,32	1,60	1,99	2,56	3,44	4,87	7,46
+35	1,07	1,25	1,51	1,86	2,36	3,11	4,28	6,27	10,0
+30	1,17	1,39	1,70	2,14	2,78	3,75	5,31	8,05	13,4
+25	1,27	1,54	1,92	2,45	3,25	4,50	6,57	10,3	18,0
+20	1,36	1,68	2,13	2,78	3,78	5,36	8,07	13,2	24,1
+15	1,44	1,82	2,35	3,14	4,35	6,35	9,87	16,7	32,0
+10	1,52	1,95	2,57	3,50	4,98	7,47	12,0	21,2	42,5
+5	1,59	2,07	2,79	3,89	5,67	8,75	14,5	28,7	56,3
0	1,64	2,19	3,01	4,29	6,42	10,2	17,5	33,5	74,3
-5	1,69	2,30	3,23	4,72	7,25	11,9	21,1	42,1	98,2
-10	1,73	2,40	3,45	5,17	8,17	13,8	25,5	52,9	130

ANNEXE III

COURBES GRANULOMETRIQUES

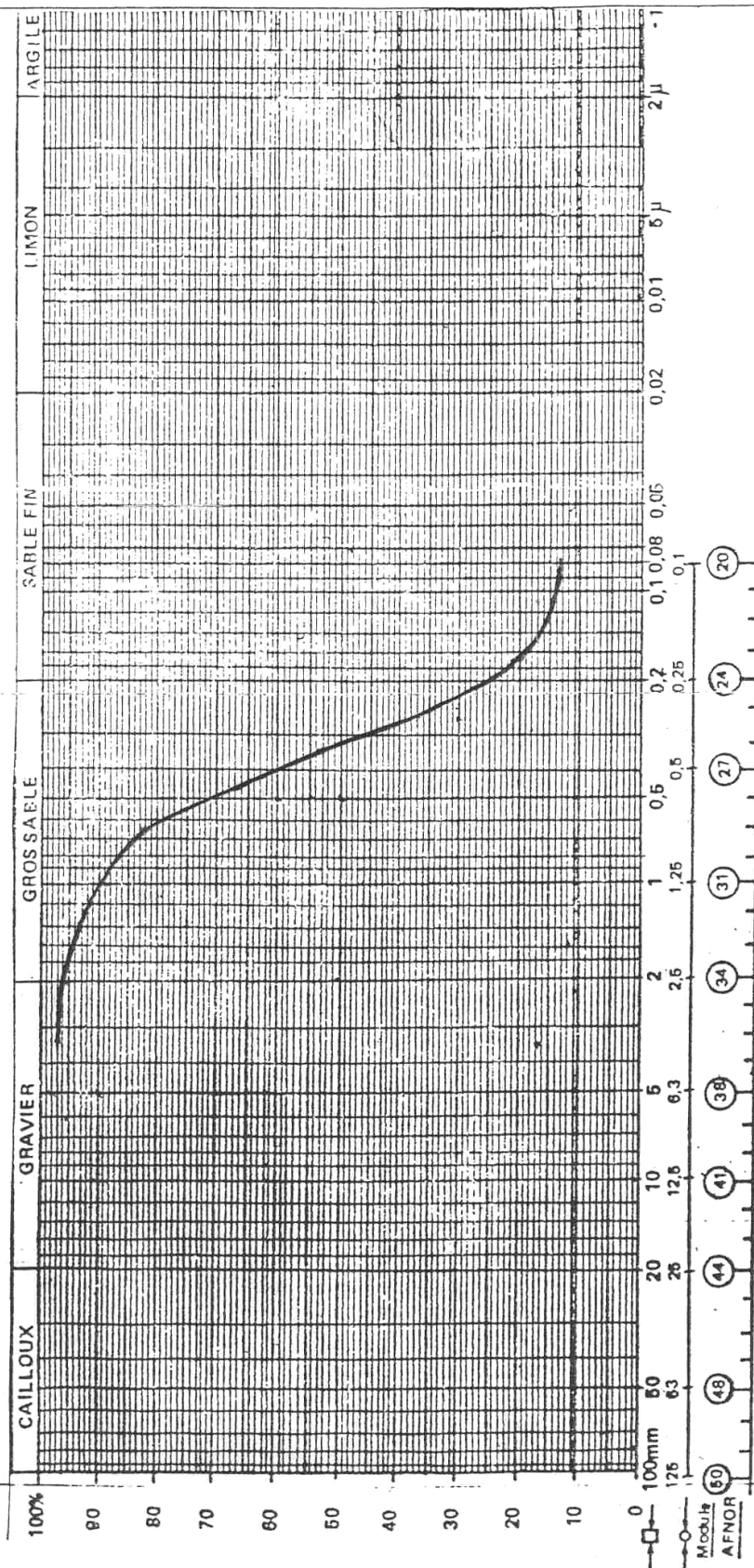


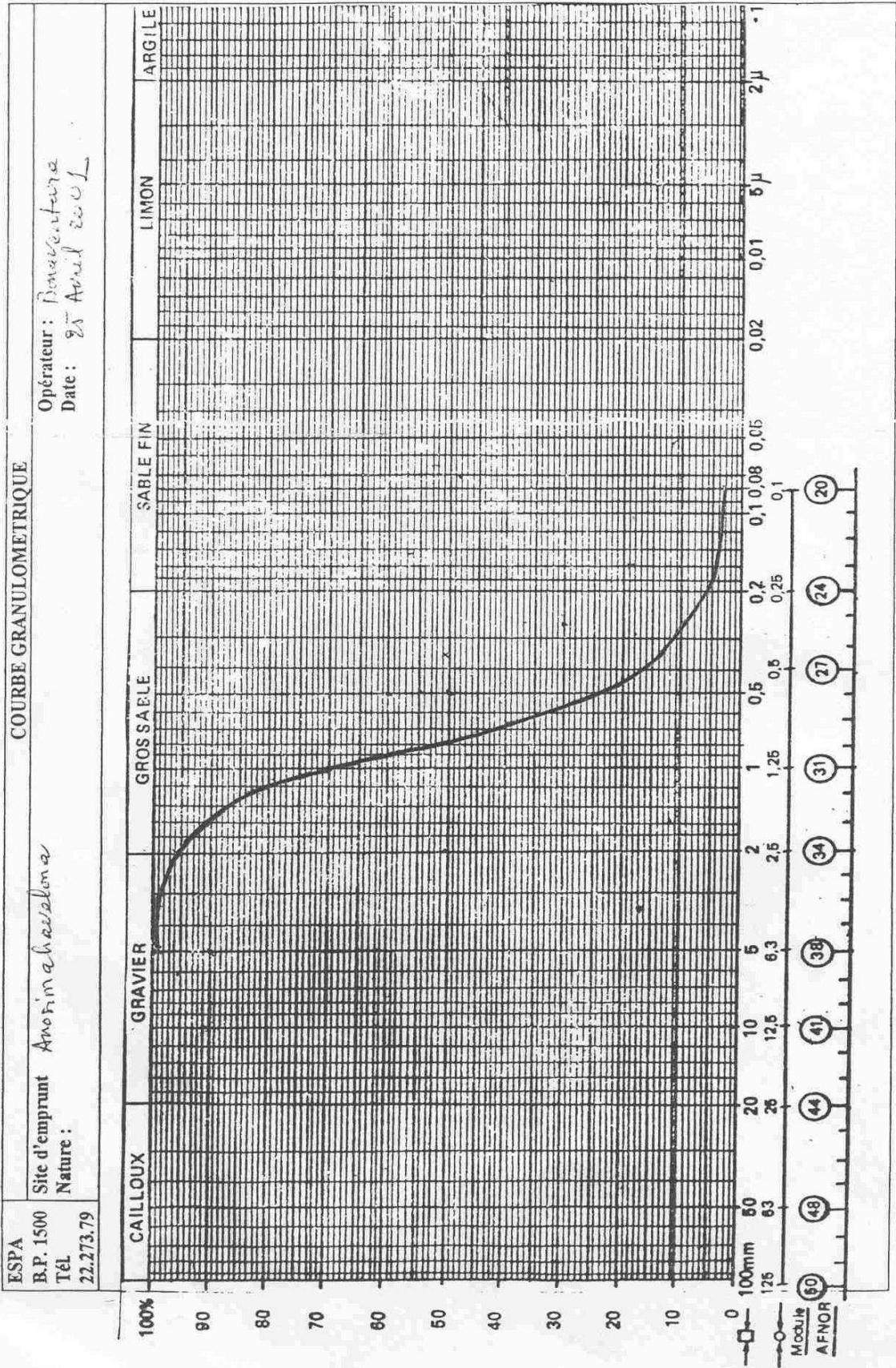


ESPA	COURBE GRANULOMETRIQUE Site d'emprunt : <i>Pajembato</i> Nature :	Opérateur : <i>P. Macenfreu</i> Date : <i>25 mai 2001</i>
B.P. 1500		
Tél. 22.273.79		

Opérateur: D. Haezenhée
Date: 25 April 2001

Site d'emprunt Pajembato
Nature :



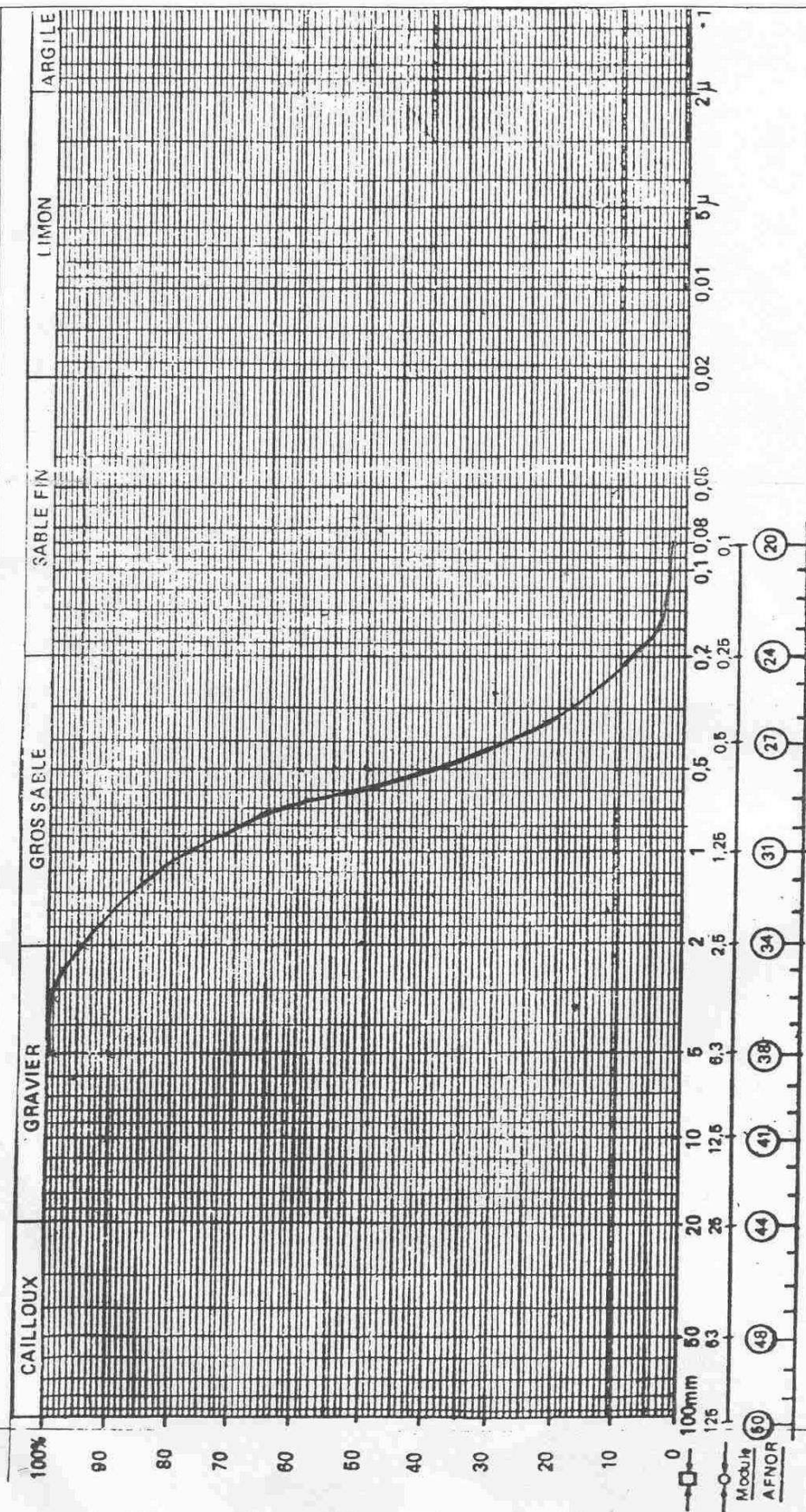


ESPA	Site d'emprunt Nature :	Anoizeto	COURBE GRANULOMETRIQUE	Opérateur : Domasentore Date : 27 Avril 2001
B.P. 1500 Tél. 22.273.79				

Site d'emprunt
Nature :

Anosizato

Opérateur: Bonaccantone
Date: 25 June 2001



ANNEXE IV

TABLEAUX SYNOPTIQUES D'UTILISATION DES CEMENTS ET DES ADJUVANTS

Tableau n°1 : Tableau synoptique d'utilisation des principaux adjuvants

Adjuvants	Travaux
Réducteurs d'eau (fluidifiant)	Ouvrage en grande masse. Préfabrication. Centrales à béton. Béton à hautes résistances
plastifiants	Transporte pneumatiques du béton (béton pompé, ciment gun » ... Béton coulé sous l'eau (délavage diminué). Béton maigre : blocs manufacturés Béton routier. Béton très ferraillé. Injection (coulis et mortier)
Accélérateurs	Temps froid — préfabrication Travaux d'étanchement, cachetage, travaux à la mer (entre deux marées). Réparation rapides, pistes d'aérodrome, routes. Bétonnage sous l'eau. Scellement
Retardateurs	Temps chaud Injection à grande profondeur (et à température élevée)- Voile d'étanchéité. Transport béton sur longue distance. Reprise de bétonnage - confection de béton avec granulats apparents Fondations par pieux et parois moulés. Injection en continu (procédé Colerete ou Prepakt).
Entraîneur d'air	Routes, barrages ponts – Travaux maritimes. Ouvrages exposés au gel, à l'action des eaux agressives. Centrales à b
Hydrofuge	Mortiers d'enduit – enduits et chapes étanches pour cuvelage. Citernes, réservoir, piscines, galeries, tunnels. Travaux souterrains (mur de cave, fondation) et maritimes. Toitures, terrasses... Mortiers de joints (maçonnerie).

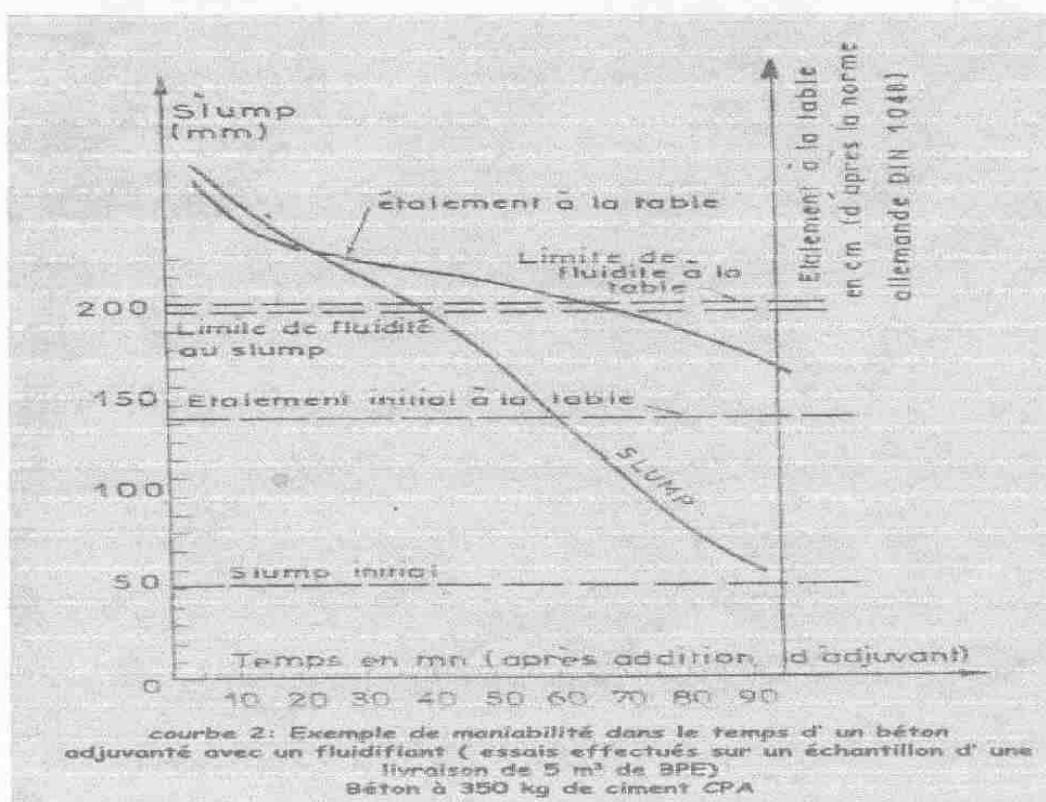
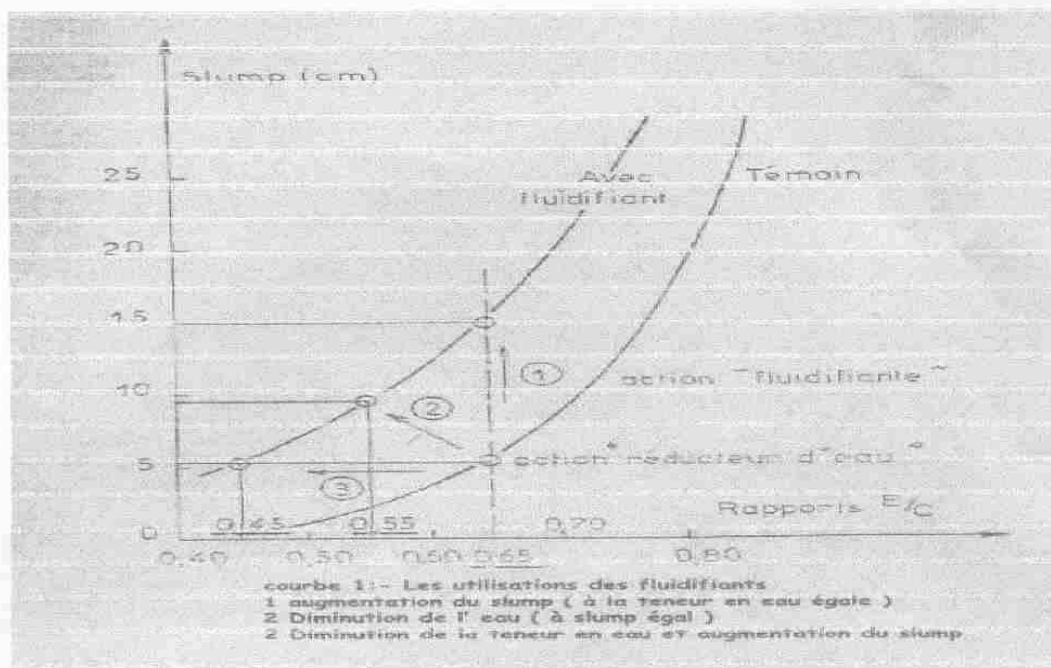
Tableau n°2 : tableau synoptique d'utilisation des principaux ciments.

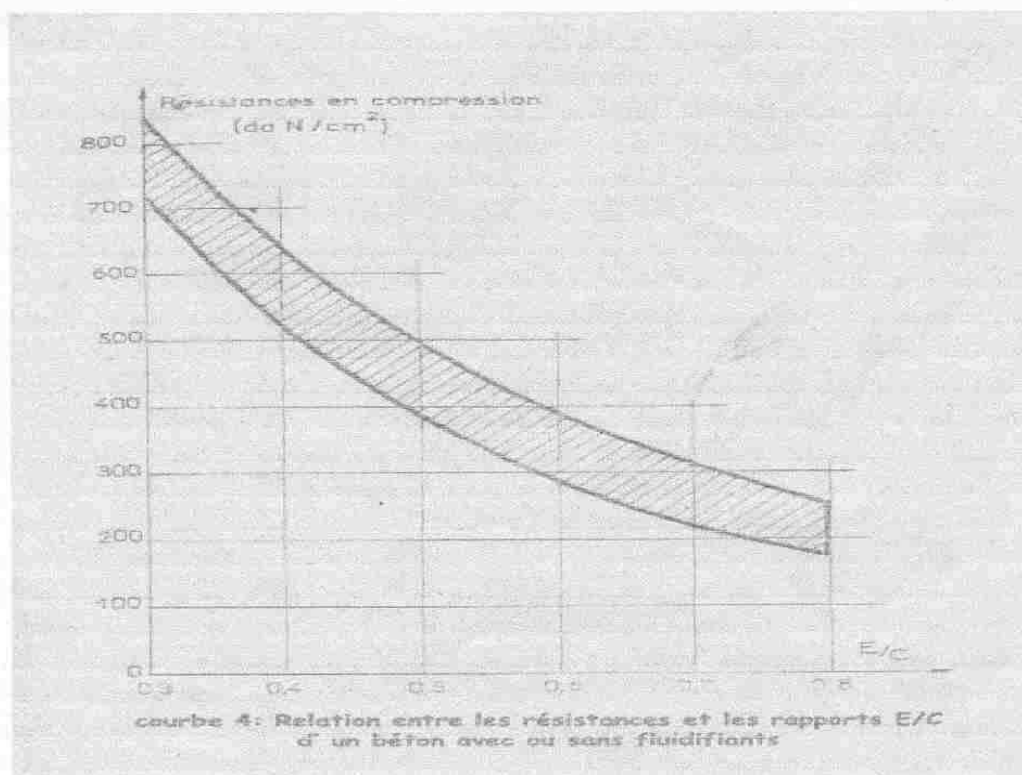
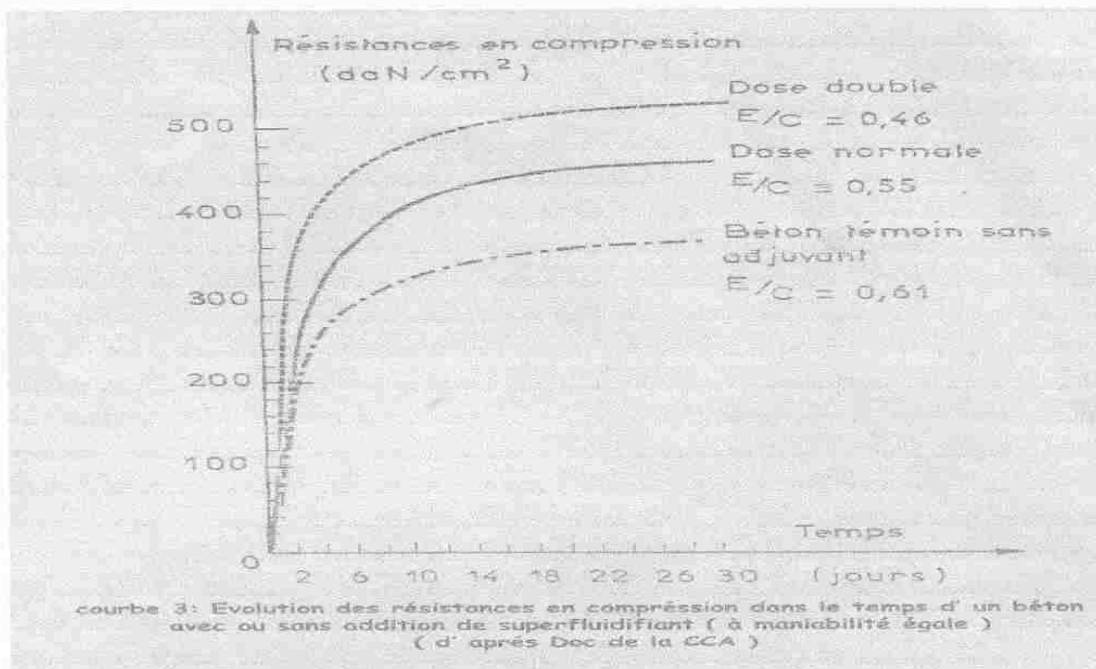
Famille	Désignation	Appellation Normalisée	N° de la norme FNOR	Résistance aux eaux agressives		Sensibilité au froid	Dégagement de la chaleur	Eau d'hydratation en % du poids de ciment
Ciment portland Sans constituants secondaires	Ciment Portland artificiel	CPA 55 et HPR	P.15.302	Très faible		faible	assez fort	30 %
	Ciment Portland artificiel	CPA 55 et HR		Très faible	ces ciment se fabriquent en qualité « prise mer », in particulier dans les calsses CPA 45 et 55 et CPJ 45			26 %
	Ciment Portland artificiel	CPA 35		faible			normal	24 %
ciment Portland avec constituants secondaires	ciment Portland composé	- 35 CPJ -45 -55	p.15.302	moyenne à faible		moyenne à faible	normal	25%
ciment à base de laitier	ciment de haut-fourneau	CHF 35 -55	p.15.304	bonne		sensible	faible	32 %
	ciment de laitier au clinker	CLK 45	P.15.305	très bonne		très sensible	très faible	34 %
ciment divers	ciment pouzzolanique	CPZ -35 -55	Hors norme	très bonne		moyenne	faible	26 %
	Ciment alumineux	fondue				très faible	très fort	45 %
	ciment surcilié	CSS 55		bonne		moyenne	faible	30 %

Famille	Désignation	Utilisation	Contre – indication	Observations propriétés particulières
Ciment Portland sans constituants secondaires	Ciment Portland artificiel	Béton armée ou précontraint exigeant des résistances élevées avec court délai de décoffrage. Préfabrication	Travaux en grande masse ; béton armé ordinaire et faiblement armé. Présence d’eaux agressives. Maçonnerie. Risques de retrait.	Durcissement rapide. Peut présenter un certain retrait en raison de sa grande finesse de mouture ; très éventable ; stockage au sec ; à utiliser rapidement. Clinker $\geq 97\% + filler$
	Ciment Portland artificiel	Convient particulièrement bien a tous travaux courants en béton armé ou précontraint dans l’air, dans le sol ou dans l’eau .produits moulés : supporte bien l’étuvage.	Travaux souterrains ou massifs. Présence d’eaux agressives. Eviter d’employer des ciments de fabrication trop récente.	Durcissement et retrait normaux Clinker $\geq 97\% + filler$
	Ciment Portland composé	Convient particulièrement bien a tous travaux courants en béton armé ou précontraint dans l’ air dans le sol ou dans l’ eau . produits moulés ; supporte bien l’étuvage	Travaux suterrains ou massifs. Présence d’eaux agressives Eviter d’employer des ciments de fabrication trop récente.	Clinker $\geq 65\% + \text{filler} + \text{Ajouts : Laitier cendres ou pouzzolanes (seuls ou à 2 ou 3 ensembles)}$ et éventuellement filler
Ciment à base de laitier	Ciment de haut-fourneau	Convient aux ouvrages massifs, aux travaux en béton armé en milieu humide et agressif. Travaux souterrains		Teneur en laitier(60 à 75%) Durcissement lent. En milieu sec, il peut apparaître en milieu sec des laitances qui rouillent
	Ciment de laitier au clinker	Convient bien pour réservoirs à liquide formentescibles, sol d’usine chimiques. Milieu agressif		Teneur en laitier ($\geq 80\%$) Durcissement lent
Ciment divers	Ciment pouzzolanique	Tous travaux béton armé. Béton précontraint grande masse. Travaux maritimes. Donne des bétons gras et onctueux ; bonne imperméabilité	Craint la dessiccation et le froid rigoureux. Eviter d’employer des ciments de fabrication trop récente.	Mouture d’un mélange de clinker, laitier et cendres volantes à valeur pouzzolanique avec un peu de gypse.
	Ciment alumineux	Travaux par temps de gelée. Résistance mécanique élevée dans un temps très court. Bétons réfractaires. Mélange avec CPA donne un ciment prompt.	Craint les climats chauds, la dessiccation A proscrire en grande masse. Proscrire les fines ou éléments alcalins dans les granulats (granit, schistes) ou l’eau. Etuvage à proscrire	Cuisson poussée jusqu’à la fusion d’un mélange de bauxite et de calcaire et suivi d’un mouture très poussée. Durcissement très rapide mais durée de début de prise normale.
	Ciment surcilié	Travaux importants en béton armé aériens et hydrauliques. Travaux en milieu agressif (travaux à la mer, fondation) Travaux en grande masse. Craint peu la dessiccation.	Eventement. Faibles contraintes. Dosages insuffisants. Milieu particulièrement agressif.	Donne d béton de bonne onctuosité. Faible tendance à la fissuration. Bonne étanchéité

ANNEXE V

EFFETS DE L'UTILISATION DES FLUDIFIANTS

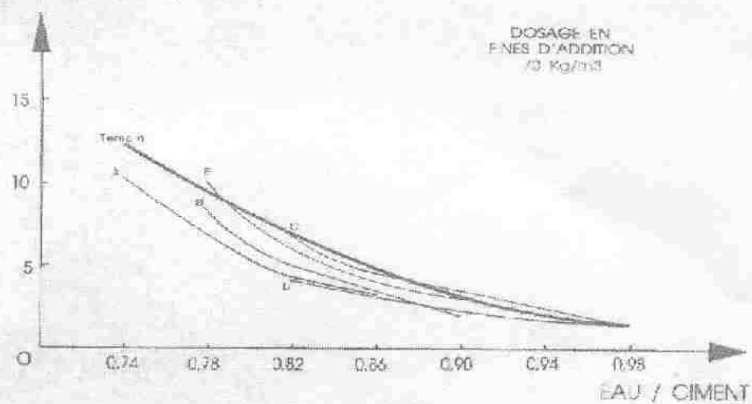




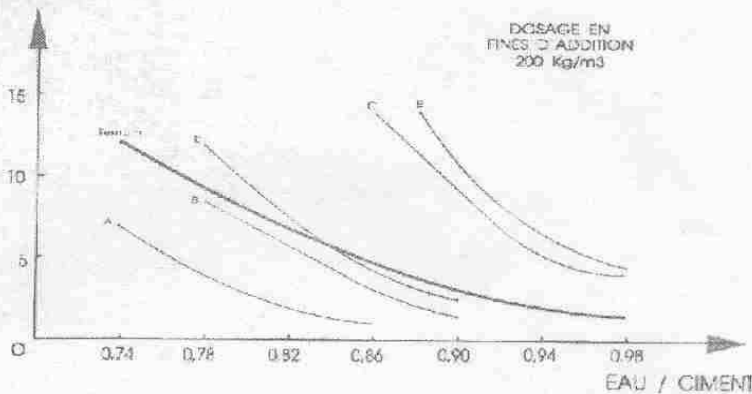
ANNEXE VI

CARACTERISTIQUES DES BETONS DE SABLE

TEMPS D'ÉCOULEMENT
EN SECONDES
(Maniabilimètre LCPC)

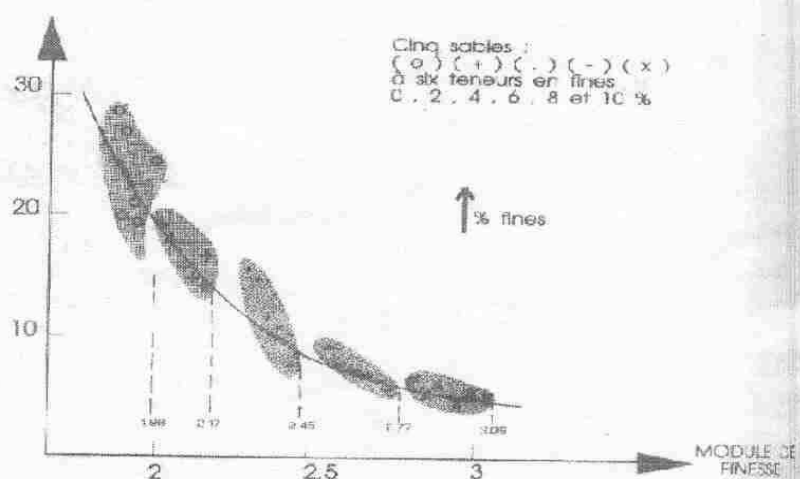


TEMPS D'ÉCOULEMENT
EN SECONDES
(Maniabilimètre LCPC)

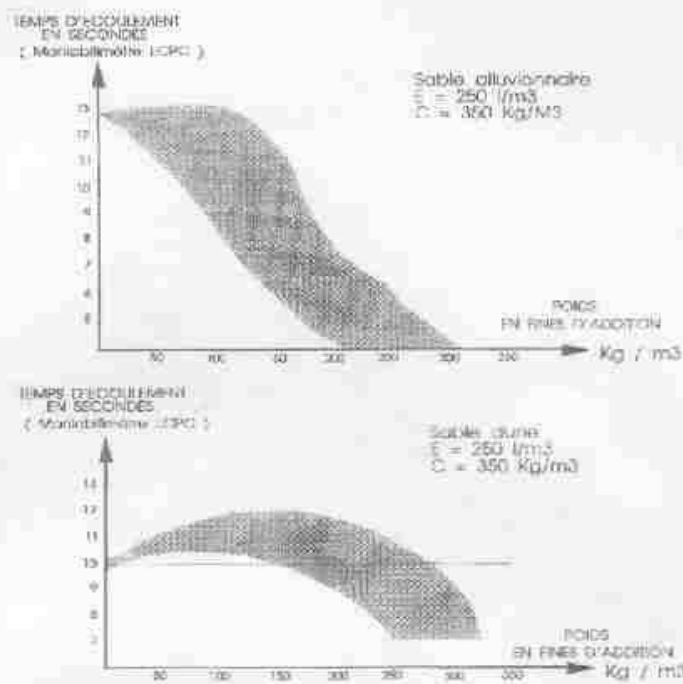


Courbe n°1 : Influence de la nature et du dosage en addition sur la maniabilité (maniabilimètre LCL)

TEMPS D'ÉCOULEMENT
EN SECONDES
(Maniabilimètre LCPC)



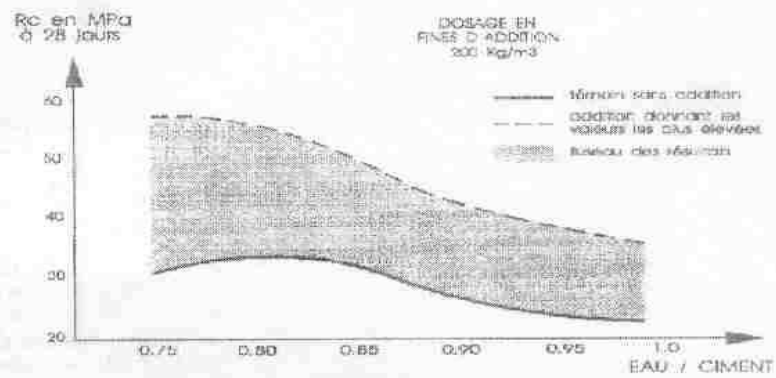
Courbe n°2 : Maniabilité en fonction du module de finesse du sable
Influence de la teneur en fines



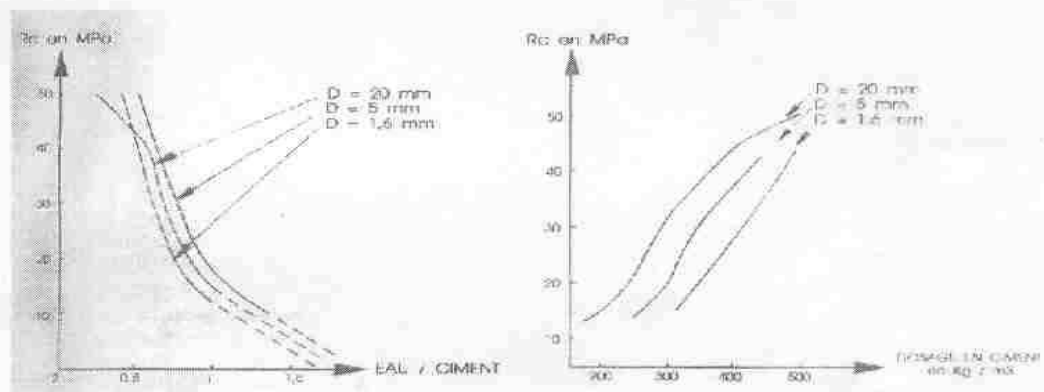
Courbes n°3 : Influence de la nature de sable sur la maniabilité (avec fines d'addition calcaires)



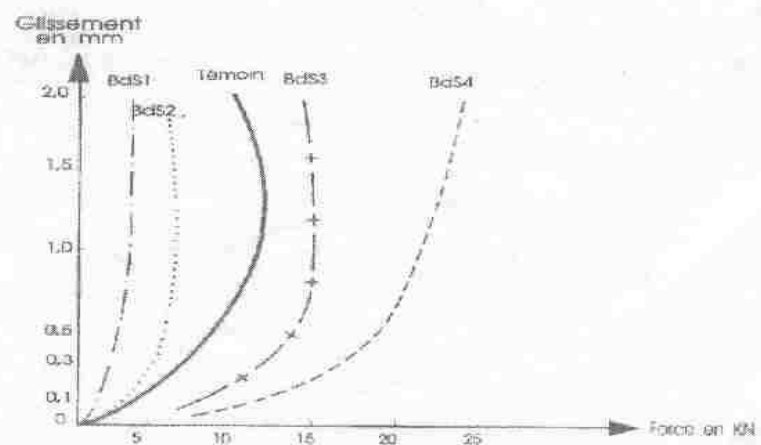
Courbes n°4 : Effets du dosage et de la finesse de l'addition sur la résistance



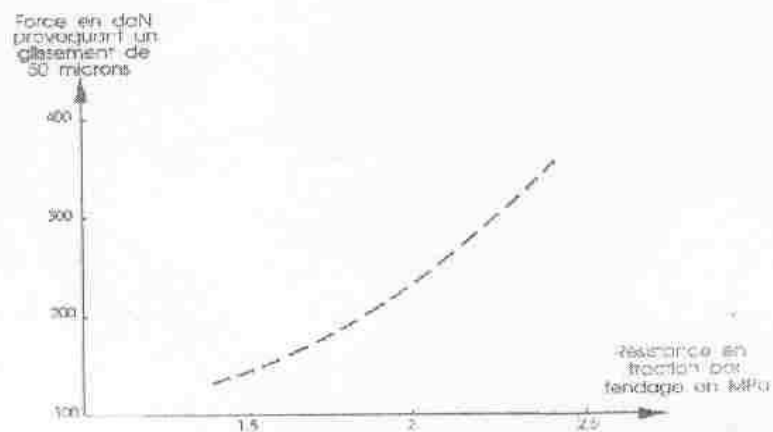
Courbe n°5 : Influence de la nature de l'addition sur le niveau de résistance



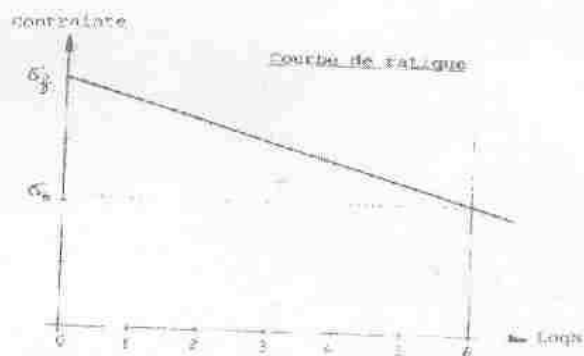
Courbes n°6 : Effets de la granularité sur la résistance



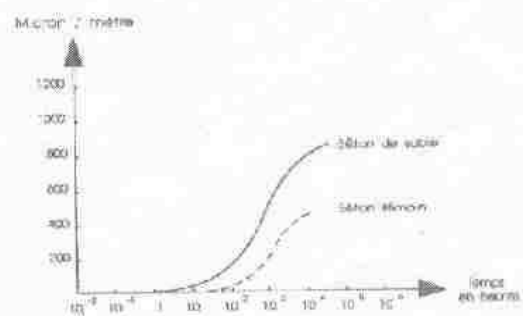
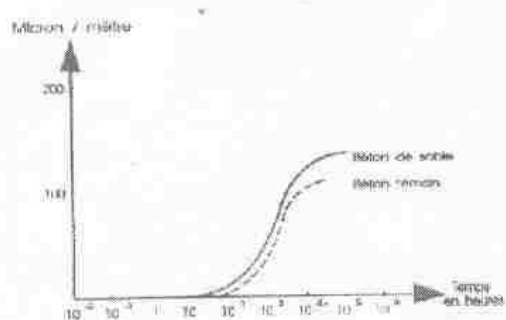
Courbe n°7 : Variation de l'adhérence d'une armature en fonction de la formulation



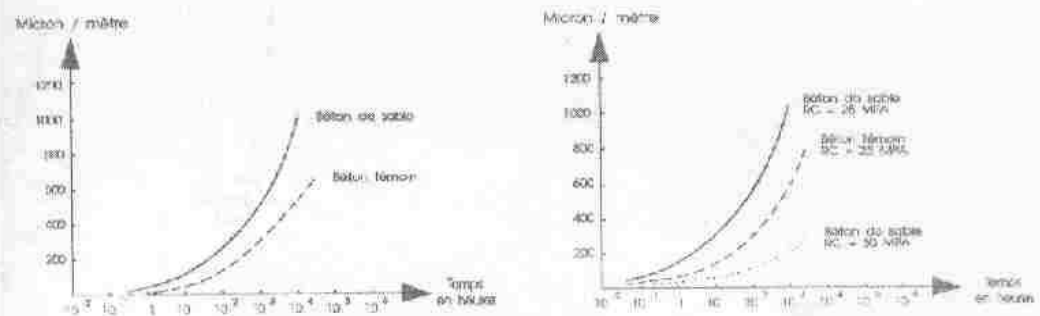
Courbe n°8 : Influence de la résistance en traction du béton de sable sur l'adhérence aux armatures



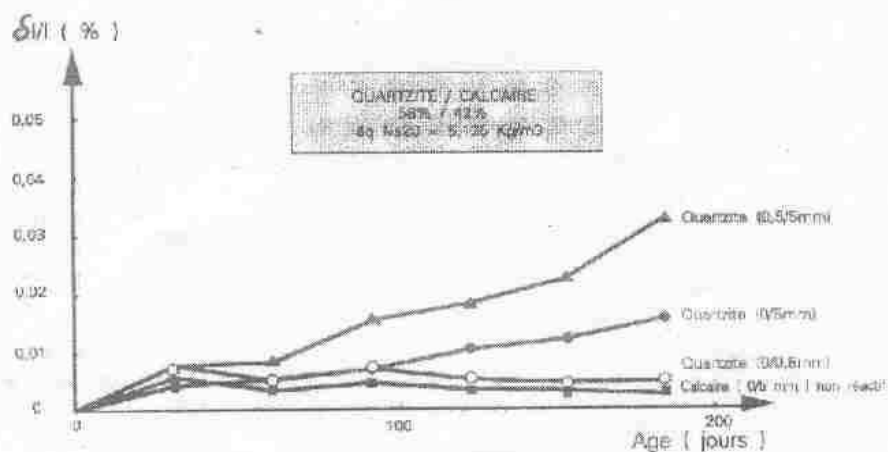
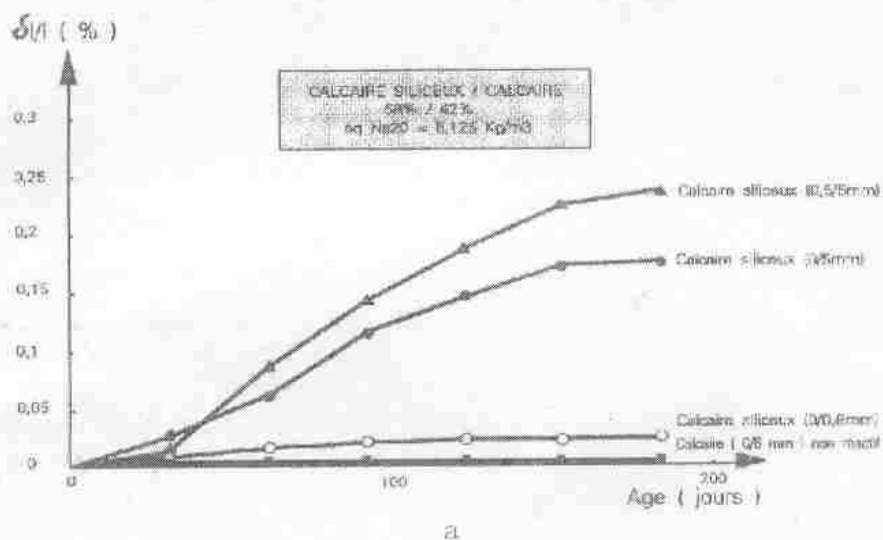
Courbe n°9 : Courbe de fatigue



Courbes n°10 : Retrait des bétons de sable



Courbes n°11 : Fluage des bétons de sable



Courbes n°12 : Influence de la granulométrie sur l'expansion des bétons de sable (38°C – 100% HR)

ANNEXE VII

CALCUL DES DOSAGES EN CIMENT ET EN FILLER

Tableau N°1 : calcul des dosages en ciment et en filler (CPA45, D=2mm, mélange défloculé)

	ECH N°1	ECH N°2	ECH N°3	ECH N°4	ECH N°5
[MS-MS ₁] (g)(fines dans l'échantillon)	5	13	31	5	5
[Sable](kg/m ³)	1474	1474	1474	1474	1474
Fines du sable (kg/m ³)	25	69	155	25	25
Fines du sable (l/m ³)	14	38	86	14	14
[fines] (l/m ³)	200	200	200	200	200
[filler]=f[ciment]	0,918 C	0,918 C	0,918 C	0,918 C	0,918 C
[ciment](l/m ³)	97	84	59	97	97
[ciment](kg/m ³)	301	260	183	301	301
[filler](l/m ³)	89	78	55	89	89
[filler](kg/m ³)	240	211	148	240	240

Tableau N°2 : Calcul des dosages en ciment et en filler (CPA45, D=2mm, mélange non défloculé)

	ECH N°1	ECH N°2	ECH N°3	ECH N°4	ECH N°5
[MS-MS ₁] (g)(fines dans l'échantillon)	5	13	31	5	5
[Sable](kg/m ³)	1301	1301	1301	1301	1301
Fines du sable (kg/m ³)	22	61	137	22	22
Fines du sable (l/m ³)	12	34	76	12	12
[fines] (l/m ³)	200	200	200	200	200
[filler]=f[ciment]	0,918 C	0,918 C	0,918 C	0,918 C	0,918 C
[ciment](l/m ³)	98	87	65	98	98
[ciment](kg/m ³)	304	270	201	304	304
[filler](l/m ³)	90	80	60	90	90
[filler](kg/m ³)	243	216	162	243	243

Tableau N°3: calcul des dosages en ciment et en filler (CPA45, D=3,5mm, mélange non défloculé)

	ECH N°1	ECH N°2	ECH N°3	ECH N°4	ECH N°5
[MS-MS ₁] (g)(fines dans l'échantillon)	5	13	31	5	5
[Sable](kg/m ³)	1474	1474	1474	1474	1474
Fines du sable (kg/m ³)	25	69	155	25	25
Fines du sable (l/m ³)	14	38	86	14	14
[fines] (l/m ³)	200	200	200	200	200
[filler]=f[ciment]	0.19 C	0.19 C	0.19 C	0.19 C	0.19 C
[ciment](l/m ³)	156	136	96	156	156
[ciment](kg/m ³)	484	422	298	484	484
[filler](l/m ³)	55	26	18	55	55
[filler](kg/m ³)	148	70	49	148	148

Tableau N°4 : calcul des dosages en ciment et en filler (CPA45, D=3,5mm, mélange défloculé)

	ECH N°1	ECH N°2	ECH N°3	ECH N°4	ECH N°5
[MS-MS ₁] (g)(fines dans l'échantillon)	5	13	31	5	5
[Sable](kg/m ³)	1585	1585	1585	1585	1585
Fines du sable (kg/m ³)	27	74	167	27	27
Fines du sable (l/m ³)	15	41	93	15	15
[fines] (l/m ³)	182	182	182	182	182
[filler]=f[ciment]	0.918 C	0.918 C	0.918 C	0.918 C	0.918 C
[ciment](l/m ³)	87	74	46	87	87
[ciment](kg/m ³)	270	229	143	270	270
[filler](l/m ³)	80	68	42	80	80
[filler](kg/m ³)	216	184	113	216	216

BIBLIOGRAPHIE

- [1]- Monographies : Fleuves et rivières de Madagascar
J.P. Danloux et L. Ferry, 751 pages
- [2]- Traité d'hydraulique fluviale et torrentielle appliquée
B. Quesnel Tome2, 325 pages
- [3]- Technique de l'ingénieur A6 ; C2
L. Vironnaud, M. Duriez, J.Arrambide.
- [4]- Encyclopédie de la construction en terre Volume 1
H. Guillaud, H. Houben, 561 pages
- [5]- Table de butée, de poussée et de forces portantes des fondations
A. Caquot, 120 pages
- [6]- Poussée de terre et stabilité des murs de soutènement
Z. Davidian, 165 pages
- [7]- Cours pratique des mécaniques des sols Tome 1 et 2
J. Costet, G. Sanglerat
- [8]- Plasticité et tassement
J. Costet, 284 pages
- [9]- Bétons de sable- caractéristiques et pratiques d'utilisation
H. Billhouet, 207 pages
- [10]- Adjuvants et traitements des mortiers et bétons
M. Venuat, 429 pages
- [11]- Guide pratique du béton
G. Dreux, 257 pages
- [12]- La pratique des ciments et des bétons
M. Venuat, 412 pages
- [13] La chimie du ciment Portland
RH. Bogue
- [14]- Nouveau traité des matériaux de construction Tome1
M. Duriez, J. Arrambide, 1367 pages
- [15]- Cours de mécanique des sols
Professeur RABENATOANDRO Martin

Nom : ANDRIANANDRAINAINA
Prénoms : Tolojanahary Bonaventure

TITRE : EXTRACTION ET VALORISATION DES SABLES DE L'IKOPA

Nombre de pages : 120
Nombre de tableaux : 37
Nombre de figures : 13
Nombre d'annexes : 07

RESUME

Cet ouvrage traite l'extraction et la valorisation des sables de l'Ikopa. La partie extraction est essentiellement basée sur le dimensionnement de plates-formes pérennes pouvant accueillir la manutention, le stockage ainsi que la commercialisation des sables. Quant à la valorisation, l'accent a été mis sur la possibilité d'utilisation des sables de l'Ikopa comme matière première principale dans la confection des bétons de sable. A cette fin, on a mis en relief les caractéristiques des sables extraits, et on a également abordé au passage les principaux éléments permettant de mieux comprendre la formulation ainsi que la technologie du béton de sable ; les outils ultérieurement indispensables dans la vulgarisation progressive de ce matériau.

Mots-clés : transport solide, plate-forme, sable, béton de sable
Rapporteur : Monsieur RASAMOELINA Naina

