

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



UNIVERSITE de JIJEL

oo



Département de Génie Civil et Hydraulique

PROJET DE FIN D'ETUDE

En vue de l'obtention du Diplôme de

MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Option : Géotechnique

Thème

**Etude et modélisation d'un caisson
(Quai de port de Djen Djen)**

Présenté par :

KHELLAS Yassine

SIFOUNE Haroun

Encadré par :

Pr LAMARA.Mohammed

∞ Promotion 2016 ∞

Remerciement

Nous remercions en premier Dieu

*Nous remercions nos parents, qui ont sacrifiés leur vie pour
notre bien*

*À notre encadreur : M. LAMARA Mohammed, qui nous
a bien guidées e qui nous a bien conseillées tout au long de la
préparation de notre mémoire.*

*Nous remercions également le président et les membres de jury
d'avoir accepter d'examiner mon travail*

*Nos remerciements vont aussi à nos familles et à nos amies
et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la
réalisation de ce mémoire*

Dédicace

*Je dédie ce travail à mes très chers parents, à mes frères
Yakoub ,Chafik et Issam, à ma sœur Hiba.*

Je leur souhaite beaucoup de réussite

A tous les membres de ma famille sans exception.

*A mon chère ami et binôme Yacine pour sa patience et son
sérieux.*

*A tous mes amis, pour leur amitié, leur soutien moral, et leurs
conseils.*

*A tout le corps enseignant, administratif et le personnel de
l'université M^{ed} Seddik Ben Yabia*

Haroun Sifoune

Dédicace

*Je dédie ce travail à mes très chers parents, à mes frères et à
mes sœurs .*

Je leur souhaite beaucoup de réussite

A tous les membres de ma famille.

*A mon chère ami et binôme Haroun pour sa patience et son
sérieux.*

*A tous mes amis, pour leur amitié, leur soutien moral, et leurs
conseils.*

A mon chère ami Walid .

*A tout le corps enseignant, administratif et le personnel de
l'université M^{ed} Seddik Ben Yahia*

yacine

Résumé

A cause de l'importance croissante du port de Djen Djen, des projets de développement et d'extension sont en cours, afin de le permettre à répondre aux exigences du marché. L'étude de valorisation du port a permis de s'assurer de la faisabilité de ce projet à condition toutefois d'améliorer la protection des bassins vis-à-vis de la houle et de développer un nouveau terminal à conteneurs à construire dans la partie centrale du port.

Parmi ces projets, la construction d'un terminal à conteneurs, qui se compose de trois murs de quais en caissons. La construction des ouvrages en caissons est devenue une solution économique de plus en plus utilisée pour les structures maritimes.

L'objet de travail qui nous a été confié est l'étude de la stabilité d'un caisson composant le mur de nouveau quai à conteneurs. Le travail réalisé durant ce projet de fin d'études nous a permis d'acquérir des connaissances sur les différentes installations portuaires en particulier les quais et les digues de protection.

Selon les résultats de calcul obtenus, les stabilités de caisson vis-à-vis renversement et glissement sont assurées ainsi que la stabilité de sol de fondation. Cependant l'évaluation de tassement soit par des méthodes classiques ou à travers simulations numériques montre que un tassement différentiel important de caisson peut se produire et provoquent par conséquent l'instabilité de caisson et tous l'ouvrage à long terme.

Abstract:

Because of the increasing importance of the port of Djen Djen, projects of development and extension are in progress, in order to allow it to answer the requirements of the market. The survey of valorization of the port to permit to ascertain the feasibility of this project however to condition to improve the protection of the basins opposite the surge and to develop a new terminal to containers to construct in the central part of the port.

Among these projects, the construction of a terminal to containers, that is composed of three walls of embankments in caissons. The construction of the works in caissons became an economic solution more and more used for the maritime structures.

The object of work that has been confided us is the survey of the stability of a caisson composing the wall again embankment to containers. Work achieved during this project of end of study allowed us to acquire some knowledge in particular on the different harbor facilities the embankments and the protective dams.

According to the results of calculation gotten, the stabilities of caisson vis-a-vis reversing and slip are assured as well as the stability of foundation soil. However the assessment of jamming is by classic methods or through simulations numeric watch that a differential jamming importing caisson can occur and provoke the instability of caisson and all piece of work therefore long-term.

المخلص

نظرا للأهمية المتزايدة لميناء جن -جن, يتم تطوير و توسيع هذا الميناء و ذلك لتمكينه من تلبية متطلبات السوق, كما أن دراسة و تقييم هذا الميناء سمح بضمان الجودة الاقتصادية لهذا المشروع, ولتحسين و حماية واجهة الميناء يتم تطوير رصيف حاويات جديدة.

من بين هذه المشاريع, يتم بناء رصيف الحاويات, والذي يتألف من ثلاثة أرصفة. حيث أصبح بناء الأرصفة في شكل علب هو الحل الاقتصادي الأمثل , بحيث أصبحت تستخدم بشكل متزايد في المنشآت البحرية.

الهدف من العمل الموكل إلينا هو دراسة استقرار علبة من جدار رصيف الحاويات, كما أن العمل المنجز خلال هذا المشروع يسمح لنا بالتعرف على مختلف مرافق الموانئ في الأرصفة. وفقا للنتائج التي تم الحصول عليها, واستقرار العلبة من الانقلاب و الانزلاق , و لكن بالنسبة لنتائج دراسة الهبوط فإنه تبين إن احتمال الهبوط المتباين و ارد جدا مع قيمة تصل إلى حوالي 1متر , هذا ما يؤدي إلى عدم استقرارية المنشآت على المدى الطويل.

La liste des figures

Figure I.1 : Schéma de différentes parties constituant un port maritime.....	3
Figure I.2 : Digue à talus	7
Figure I.3 : Digue verticale	8
Figure I.4 : Digue mixte	8
Figure I.5 : Quai en paroi moulé	10
Figure I.6 : Quai fondé sur pieux	11
Figure I.7 : Quai en palplanche à module	12
Figure I.8 : Quais en maçonnerie	12
Figure I.9 : Quai en bloc de béton	13
Figure I.10 : Quais en gabions de palplanches plates	14
Figure I.11 : quai en caisson.....	14
Figure I.12 : caissons ouverts.....	16
Figure I.13 : caisson de boîte.....	17
Figure I.14 : caisson pneumatique.....	18
Figure II.1 : Schématisation d'une onde	22
Figure II.2 : Variation du niveau de l'eau.....	23
Figure II.3 : Déformation de la Houle	26
Figure II.4 : Trajectoire d'une houle 1	27
Figure II.5 : Trajectoire d'une houle 2.....	28
Figure II.6 : Efforts Dynamiques	30
Figure II.7: Efforts dynamiques + "Over topping"	30
Figure II.8: Types de Déferlement	32
Figure II.9 : Diagrammes de distribution des pressions et bilan des Forces	33
Figure II.10 : Diagramme des pressions selon Goda.....	34
Figure II.11 : Bilan des efforts dynamiques	40
Figure III.1 : Situation Géographique du site	41
Figure III.2 : la classification de sol dans la coupe (A-1).....	44
Figure III.3 : coupe géologique (A-1).....	44
Figure III.4 : coupe géologique (A-3)	44
Figure III.5 : Détermination graphique de la limite de liquidité.....	44
Figure III.6: Courbe d'analyse granulométrique.....	49
Figure III.7: Position des minéraux argileux les plus communs sur l'abaque de plasticité de casagrande	50
Figure III.8 : Principe d'un essai de cisaillement à la boîte.....	51
Figure III.9 : les contraintes en fonction des déformations	52
Figure III.10 : la courbe intrinsèque.....	52
Figure III.11 : représentations des résultats de l'essai de compression uniaxiale	53
Figure III.12 : représente les résultats de l'essai de consolidation standard	54
Figure III.13 : appareille triaxial (UU)	56
Figure III.14 : la courbe intrinsèque (UU).....	56

Figure III.15 : la courbe intrinsèque de l'essai de triaxial UU (Labo INGEO International)	57
Figure III.16 : appareille triaxial (C.D).....	58
Figure III.17 : la courbe intrinsèque (CD).....	58
Figure III.18 : la courbe intrinsèque de l'essai triaxial CD	59
Figure III.19 : la réalisation de l'essai spt.....	60
Figure III.20 : schéma illustratif de l'essai pressiométrique	61
Figure III.21: présentation des résultats d'un sondage pressiométrique.....	62
Figure III.22 : Schéma étuve panoramique d'essai de pénétromètre dynamique lourd.....	64
Figure III.23: Schéma et vue panoramique (Essai de perméabilité).....	66
Figure IV.1 : coupe de caisson.....	74
Figure IV.2 : coupe de caisson.....	75
Figure IV.3 : coupe de caisson.....	79
Figure IV.4 : Principe de la poussée et de la butée.....	79
Figure IV.5 : distribution des charges.....	95
Figure IV.6 : la forme des charges.....	97
Figure IV.7 : Calcul du tassement à l'aide du diagramme de phases	100
Figure IV.8: Compressibilité du sol selon son état de consolidation en place	102
Figure IV.9 : les contraintes verticales	104
Figure IV.10: l'abaque de steinbrenner	105
Figure V.1: Courbes intrinsèques du modèle de Mohr-Coulomb	112
Figure V.2 : Définitions du module à 50 % de la rupture	113
Figure V.3 : surfaces de charge du modèle de Cam-Clay.....	114
Figure V.4 : Situation du projet.....	115
Figure V.5 : coupe géologique de l'emplacement de mur de quai.....	116
Figure V.6: le caisson.....	116
Figure V.7 : Modèle de modélisation avec Plaxis.....	119
Figure V.9: Conditions hydrauliques initiales	120
Figure V.8: Discrétisation du problème (maillage)	120
Figure V.10 : Génération des pressions interstitielles initiales. ($U_{max} = -539.86 \text{ kN/m}^2$).	121
Figure V.11: Génération des contraintes effectives	121
Figure V.12 : L'étape de calcul.....	122
Figure V.13 : déplacement verticale	122
Figure V.14 : déplacement verticale au dessous de caisson	123
Figure V.15 : déplacement verticale au milieu de la couche de sable	123
Figure V.16 : déplacement verticale au milieu de la couche de marne	124
Figure V.17 : contrainte totale	125
Figure V.18 : contrainte au dessous de caisson.....	125
Figure V.19: contrainte total au dessous de caisson.....	126
Figure V.20: contrainte total au milieu de la couche de marne.....	126
Figure V.21: déplacement vertical dans le cas de l'épaisseur de marne = 14 m	127
Figure V.22 : déplacement vertical dans le cas de l'épaisseur de marne = 7 m	127
Figure V.23 : déplacement verticale au 1 ^{er} cas.....	129
Figure V.24 : déplacement verticale au 2 ^{eme} cas.....	129

La liste des tableaux

Tableau III.1 : les résultats des sondages.....	43
Tableau III.2 : la classification de sol dans la coupe (A-1)	44
Tableau III.3 : la classification de sol dans la coupe (A-3)	45
Tableau III.4 : Ordre de grandeur	46
Tableau III.5: Indice de plasticité I_p	47
Tableau III.6 : Etat de consistance du sol en fonction de « I_c ».....	47
Tableau III.7 : Activité de certains minéraux d'argiles.....	47
Tableau III.8: Les limites d'Atterberg	49
Tableau III.9 : la classification.....	50
Tableau III.10: Résultats de l'essai de cisaillement direct.....	52
Tableau III.11: Résultats de l'essai de consolidation standard	54
Tableau III.12: Essai de compression triaxiale (CD test) Résultats	59
Tableau III.13: Analyse des caractéristiques de la répartition des couches	60
Tableau III.14: Résultats des essais pressiométriques	63
Tableau III.15: les résultants de l'essai de pénétromètre dynamique lourd	65
Tableau III.16: les résultats de l'essai de perméabilité	67
Tableau III.17: Propositions de poids unitaires	68
Tableau III.18: Les résultats du calcul de l'angle de frottement intérieur.....	68
Tableau III.19: Proposition de l'angle de frottement interne et de cohésion.....	69
Tableau III.20 : Résultats de calcul formule empirique (Utilisation de la valeur N).....	69
Tableau III.21: Propositions de module de déformation et de coefficient de Poisson	69
Tableau III.22: Les caractéristiques de Sable	70
Tableau III.23 : Propositions de poids unitaires	70
Tableau III.24 : Données existant.....	71
Tableau III.25 : les résultats des Essais en laboratoire	71
Tableau III.26: Résistance au cisaillement non drainé	71
Tableau III.27: Résistance au cisaillement drainé	71
Tableau III.28: Résultats de calculs à l'aide des essais pressiométriques	72
Tableau III.29 : Propositions de module de déformation et de coefficient de Poisson	72
Tableau III.30: Les caractéristiques de Marne	72
Tableau III.31 : Caractéristiques de consolidation.....	72
Tableau IV.1 : Volume, poids et localisation du centre du caisson.....	75
Tableau IV.2 : volume d'eau déplacé, centre de poussée	76
Tableau IV.3 : Examen de la stabilité.....	76
Tableau IV.4 : volume et poids de l'eau de mer.....	77
Tableau IV.5 : volume d'eau déplacé et centre de poussée	78
Tableau IV.6 : Examen de l'équilibre et du centre de caisson.....	78
Tableau IV. 7: calcule les efforts horizontaux et moments générés par la pression hydrostatique ..	82
Tableau IV.8 : calcule la force tractive du navire et moments	82
Tableau IV.9 : calcule les efforts horizontaux et moments générés par le portique	82
Tableau IV.10 : calcule la composante verticale de la poussée des terres	83
Tableau IV.11: calcule les efforts verticaux et moments générés par la pression de couronnement	83
Tableau IV.12 : calcule les efforts verticaux et moments générés par le remblai supérieur	84

Tableau IV.13 : calcule les efforts verticaux et moments générés par le couvercle en béton.....	84
Tableau IV.14 : calcule les efforts verticaux et moments générés par le caisson.....	85
Tableau IV.15 : calcule les efforts verticaux et moments générés par le remplissage de caisson....	86
Tableau IV.16 : calcule les efforts verticaux et moments générés par les remblais de l'arrière mur de quai au-dessus du pied arrière.....	87
Tableau IV.17 : calcule les efforts verticaux et moments générés par la partie de transition de caisson.....	87
Tableau IV.18 : calcule les efforts verticaux de la flottabilité et les moments	88
Tableau IV.19 : calcule les efforts verticaux et moments (en temps ordinaire)	88
Tableau IV.20 : calcule les efforts verticaux et moments (en cas d'anomalies)	89
Tableau IV.21 : calcule les verticaux et moments générés par le portique	89
Tableau IV.22 : total des efforts horizontaux et des moments	91
Tableau IV.23 : total des efforts verticaux et des moments	91
Tableau IV.24 : la combinaison des charges en temps ordinaire	92
Tableau IV.25 : la combinaison des charges en cas d'anomalies	92
Tableau IV.26 : Efforts horizontaux et verticaux, et moments après la combinaison en temps ordinaire	93
Tableau IV.27 : Efforts horizontaux et verticaux, et moments après la combinaison en temps anomalies	93
Tableau IV.28 : les coefficients de sécurité en temps ordinaire	94
Tableau IV.29 : les coefficients de sécurité en cas d'anomalies	94
Tableau IV.30 : calcule les charges (q_1 et q_2)	95
Tableau IV.31 : les caractéristiques des couches.....	97
Tableau IV.32 : coefficient de portance.....	98
Tableau IV.33 : calcule la capacité portance.....	98
Tableau IV.34 : coefficient de forme C_f	100
Tableau V.1 : Caractéristiques de caisson.....	117
Tableau V.2 : les caractéristiques du sol 1.....	117
Tableau V.3 : Caractéristiques du Sol 2.....	118
Tableau V.4 : Caractéristiques de marne.....	118
Tableau V.5 : Caractéristiques de marne.....	118
Tableau V.6 : Caractéristiques couche mélange de terre	119
Tableau V.7 : les valeurs de tassement maximum à différentes profondeurs	124
Tableau V.8 : les valeurs de contrainte maximum à différentes profondeurs	126
Tableau V.9 : les valeurs des déplacements verticaux à différentes épaisseur de la couche de marne.....	128
Tableau V.10 : les paramètres de la couche de marne au 1 ^{er} cas et 2 ^{eme} cas.....	128

Sommaire

<i>Introduction générale</i>	1
<u>Chapitre I : Généralité sur les ports</u>	
I.1 Introduction.....	3
I.2 C'est quoi un port ?.....	3
I.2.1 Définition des types de port d'après leur mission.....	4
□ Les ports militaires	4
□ Ports de commerce	4
I.2.2 Définition des ports d'après leur implantation géographique.....	4
I.2.3 Conditions définissant l'implantation d'un port	5
□ Données économiques.....	5
□ Conditions nautiques	5
□ Conditions relatives au maintien des profondeurs	5
I.3 Description d'un port	6
I.3.1 Les digues de protection (Ouvrages Extérieurs).....	6
□ Dignes à talus	6
□ Dignes verticales	7
□ Dignes mixtes.....	8
I.3.2 Les ouvrages intérieurs	9
I.3.3 Les quais.....	9
I.3.3.1 Définition.....	9
I.3.3.2 Les types de quais.....	10
1) Quai en paroi moulée	10
2) Quai fondé sur pieux.....	10
3) Quai en palplanche à module	11
4) Quais en maçonnerie de pierre ou en béton coulé sur place.....	12
5) Quai en bloc de béton.....	13
6) Quais en gabions de palplanches plates.....	13
7) Quais en caissons	14
I.3.3.3 Définition d'un Caisson.....	15
a) Caissons ouverts	15
b) Caisson de boîte.....	17
c) Caisson pneumatique.....	18
I.3.3.4 Paramètres de choix d'un type de quai	19
a) La géotechnique.....	19

b) Efforts	19
c) La sécurité	19
d) La durée de vie.....	19
e) Exécution	19
IV. Conclusion	20

Chapitre II : L'Etude Hydrodynamique

II.1 Introduction.....	21
II.2 Définition d'une vague.....	21
II.2.1 La Hauteur de Houle.....	22
II.2.1.1 Différents Types d'ondulation.....	22
II.2.1.3 Explication Physique.....	23
II.2.1.4 Le Préviation de la Houle.....	25
II.2.1.5 Déformation de la Houle.....	25
II.2.2 Effort Hydrodynamique sur les quais verticaux.....	29
II.2.2.1 Principe de Calcul de la force des vagues	29
II.2.2.2 Forces sur Quais Verticaux en 2D.....	29
II.2.2.3 Déferlement de la Houle	31
II.2.2.4 Méthodes de Calcul de l'Effort Hydrodynamique.....	32
II.2.2.5 Méthode de GODA.....	33
II.2 Conclusion	40

Chapitre III : L'étude géotechnique

III.1 Introduction.....	41
III.1.2 Situation du site d'étude	41
III.2 Sondage	42
III.3 Les essais en laboratoire	45
III.3.1 Essai de classification de sols (NF P 11-300).....	45
a- Teneur en eau (NF P 94-050)	45
b- Les limites d'Atterberg (NF P 94-051).....	46
c- Analyse granulométrie (NF P 94-056 et NF P 94-057).....	48
IV.3.2 Essai de cisaillement direct (NF P 94-071-1).....	51
III.3.3 Essai de compression uniaxiale (NF P 94-077).....	53
III.3.4 Essai de tassement standard (NF P 94-090-1)	54
III.3.5 Essai triaxial (NF P 94-070 et NF P 94-074).....	55

a) Essai non consolidé non drainé (UU)	55
b) Essai Consolidé Drainé(C.D).....	57
III.4 Les essais in situ	59
III.4.1 Essai de pénétration standard (NF P 94-116)	59
III.4.2 Essai pressiométrique (NF P 94-110).....	61
III.4.3 Essais de pénétromètre ynamique lourd (NF P 94-115).....	63
III.4.4 L'essai de perméabilité (NF P 94-131 ; P 94-132).....	66
IV.5 les valeurs des caractéristiques du terrain retenues	68
III.5.1 Sable	68
III.5.2 Marne.....	70
III.6 Conclusion.....	73

Chapitre IV : la stabilité des caissons

IV.1 Introduction.....	74
IV.2 Méthode de l'étude de stabilité des caissons.....	74
IV.2.1 Stabilité en flottaison	74
IV.2.2 Efforts horizontaux.....	79
IV.2.3 Efforts verticaux	83
IV.2.2 Stabilité après l'achèvement d'installation.....	90
a) Stabilité vis à vis des glissements	90
b) Stabilité vis à vis des renversements.....	90
c) Stabilité vis à vis de la capacité portante	95
IV.2.3 Tassement.....	99
IV.3 Conclusion.....	109

Chapitre V : Modélisation numérique

V.1 Introduction.....	110
V.2 Présentation du Plaxis.....	110
V.3 Les lois de comportement.....	111
V.3.1 Modèles élastiques linéaires.....	111
V.3.2 Modèles de Mohr-Coulomb.....	112
V.3.3 Modèle pour sols "mous" (Soft Soil Model, SSM).....	114
V.4 Présentation du projet.....	115
V.4.1 Présentation du site.....	115

V.4.2	<i>la coupe géologique de la zone de projet</i>	116
V.4.3	<i>Définition d'un Caisson</i>	116
V.5	<i>Modélisation numérique avec logiciel Plaxis</i>	117
V.5.1	<i>Caractéristiques des matériaux de l'ouvrage</i>	117
V.5.2	<i>la modulisation</i>	119
V.5.3	<i>Présentation et discussion des résultats</i>	122
a.	<i>Tassement</i>	122
b.	<i>Les contraintes totales</i>	125
c.	<i>L'effet de l'épaisseur de la couche de marne</i>	127
d.	<i>Etude paramétrique</i>	128
V.6	<i>Conclusion</i>	129
	<i>Conclusion générale</i>	130

Introduction

Au cours de ces dernières décennies les mutations technologiques en matière de manutentions portuaires ont, comme dans beaucoup de secteurs, profondément bouleversé le paysage des ports.

Les ports sont transformés maintenant en des ensembles industriels où les notions de productivité et de compétitivité sont devenues la règle. Ainsi pour assurer un développement économique dans le domaine maritime il devient nécessaire de faire des études approfondies sur les ouvrages portuaires, qui répondent aux exigences techniques et assure leurs durabilité tout en minimisant le coût d'investissement.

Les terminaux portuaires (passagers, pétrole, contrôle, vrac solides ...) comportent à côté des ouvrages d'accostages et d'amarrages des navires, les édifices de superstructures, pour la manutention et le stockage.

Dans le cadre du développement et la dynamique de l'économie de la région, la wilaya de Jijel c'est vue attribué plusieurs projets, l'un des plus important de ces projets est le port de Djen-Djen.

A cause de l'importance croissante du port de Djen Djen,, des projet de développement et d'extension sont en cours, afin de le permettre à répondre au exigences du marché nationale et les activités d'importation et d'exportation, parmi ces projets, la construction d'un nouveau terminal à conteneurs, qui se compose de trois murs de quais en caissons.

L'objet de travail qui nous a été confié dans le cadre de notre mémoire de fin d'études est « L'étude de la stabilité de mur de quais en caissons ». Le mémoire comporte cinq chapitres avec introduction et conclusion.

- Le premier chapitre englobe une généralité sur les ports avec leurs différentes classifications et les types de quais existants, on termine avec présentation des types de caissons utilisés pour la construction des quais et jetés.
- Les ports sont des ouvrages maritimes, donc ils sont soumis à des actions de la houle et courant d'eau. Pour l'évaluation de ces actions et les pressions générées sur les ouvrages portuaires, une étude hydrodynamique est présentés dans le chapitre deux.

- Une campagne de reconnaissance de sous sol et étude géotechnique extensives sont menées pour caractériser le site, les essais réalisés et les résultats obtenus sont regroupés dans le chapitre trois.
- Le chapitre quatre est consacré à l'évaluation des différentes sollicitations sur le caisson puis ces efforts sont utilisés pour l'étude sa stabilité pendant le transport et après installation dans son emplacement définitif.
- La modélisation numérique à l'aide de code Plaxis de caisson soutenant le remblai conjointement avec le sous sol de fondation est exposée dans le chapitre cinq, puis des constatations sur le comportement de l'ensemble sont présentées.
- Enfin on termine avec une conclusion générale.

chapitre I

Généralité sur les ports

I.1 Introduction

La construction d'un port, son équipement, l'aménagement de ses accès, et la protection du rivage contre l'action de la mer constituent un ensemble d'opérations complexes, habituellement englobées sous la désignation des « travaux maritimes ». En effet, les travaux maritimes n'ont que très rarement une technique exclusive à d'autres applications, leur caractère maritime provient essentiellement du site dans lequel ils sont réalisés ou du fait qu'ils sont destinés à la réception de navires dont la taille est devenue très importante.

Dans la phase actuelle d'expansion des échanges par mer, dont on peut observer un éventail largement ouvert des villes maritimes : les unes sont restées humbles et répondent à des besoins locaux limités, les autres sont devenues puissantes et font face à de plus amples obligations. En outre le développement économique d'un pays et l'évolution de son rythme de croissance, entraîne un flux important de marchandises où la majorité de ce flux transite par les ports.

I.2 C'est quoi un port ?

Le port est un bassin formant un abri naturel ou artificiel sur les rives d'un océan, d'une mer, d'un lac ou d'une rivière et permettant l'anchrage, le mouillage ou sert à quai des bateaux à couvert de la houle et des vents turbulents. Le terme port désigne le plan d'eau, mais dans son utilisation courante, il inclut les jetées et digues de protection, les quais qui bordent le plan d'eau proprement dit et les locaux annexes (figure I.1) [6].

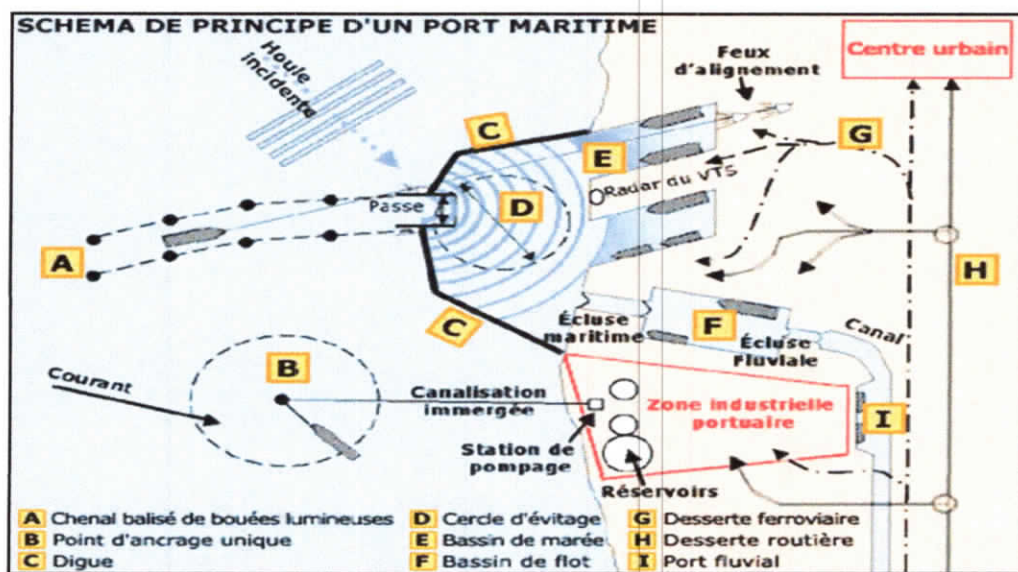


Figure I.1 : Schéma de différentes parties constituant un port maritime

I.2.1 Définition des types de port d'après leur mission

Un port est destiné à abriter les navires de l'action de la houle pour leur permettre [6]:

- D'accoster en attendant de partir pour un autre voyage ;
- D'effectuer des opérations commerciales d'embarquement et de débarquement des passagers, des marchandises et d'avitaillement ;
- Enfin d'être construits, entretenus et réparés.

Compte tenu de la mission des ports et de celles des navires qui les fréquentent, on peut théoriquement distinguer:

➤ **Les ports militaires**

- Soit une rade abritée dans laquelle les navires sont mouillés sur leur ancre ou sur des coffres d'amarrage, les dimensions de la rade doivent être assez vastes pour permettre des manœuvres d'évitage aussi rapide que possible et pour disperser les bâtiments.
- Soit des installations ayant les mêmes dispositions que celles d'un port de commerce.

➤ **Ports de commerce**

Ces ports peuvent assurer un trafic de voyageurs, de marchandises diverses ou spécialisées et de pondéreux en vrac (solides, liquides ou gaz liquéfiés). Ils peuvent également comporter des installations:

- Pour la construction et réparation navales ;
- Pour la pêche ;
- Pour la navigation de plaisance.

I.2.2 Définition des ports d'après leur implantation géographique

➤ **Ports établis dans les rades abritées : Ceux sont essentiellement:**

- Des ports militaires ;
- Des postes pour le trafic des hydrocarbures établis sur sea-lines ou sur tourelle isolée ;
- Des postes minéraliers en rade foraine ;
- Des postes à passagers ou à marchandises diverses avec transbordement sur engins flottants.

➤ **Ports extérieurs : Ils sont établis sur le littoral et sont gagnés sur les eaux, ou creusés dans les terres ;**

- **Ports intérieurs :** Ils sont établis sur des fleuves ou rivières, reliés au littoral par un canal maritime, ou établis sur des lagunes et étangs en communication avec la mer ;
- **Ports au large :** En dehors des installations spécialisées pour l'exploitation, le chargement ou le déchargement des hydrocarbures, on peut créer de véritables ports << îlots >> détachés du rivage, comportent des postes protégés.

I.2.3 Conditions définissant l'implantation d'un port

- **Données économiques**

Un port doit subvenir des besoins économiques justifiant sa création. Ces besoins définissent le trafic initial ainsi que ses possibilités de développement en futur, soit par modification et / ou par création de nouveaux trafics. Cependant on devra toujours avoir à l'esprit la nécessité de ces études économiques dont l'importance est capitale, elles devront être effectuées avec tout le soin nécessaire, en utilisant au maximum les informations disponibles et les ressources moderne de la science économique [6].

- **Conditions physiques**

L'implantation d'un port, le tracé et le type des ouvrages extérieurs dépendent évidemment des données topographiques qui conditionnent les liaisons avec l'hinterland et les superficies utilisables pour l'aménagement. Le choix de l'emplacement du port peut être également conditionné par les données géologiques du site qui interviennent du point de vue des facilités de dragage des accès maritimes et des exigences des installations terrestres [6].

- **Conditions nautiques**

La destination de port à abriter les navires conduit à rappeler l'action des éléments naturels sur un navire, en particulier le vent, la houle et les courants d'eau[6].

- **Conditions relatives au maintien des profondeurs**

Elles consistent aux dépenses d'établissement et d'entretien des profondeurs qui sont toujours importantes, et l'action de la houle et des courants sur le modèle des côtes[6].

I.3 Description d'un port

Pour n'importe quel type d'ouvrage maritime, en plus de la définition de ces caractéristiques générales, il est indispensable de préciser les environnements maritimes influents sur les structures ayant pour but par exemple d'améliorer la réception des navires[6].

I.3.1 Les digues de protection (Ouvrages Extérieurs)

Les ouvrages de protection contre la houle sont généralement des digues, qui permettent de protéger la totalité ou une partie d'un port contre les actions de la houle et de réduire l'agitation intérieure à moins d'un mètre d'amplitude. Elles doivent être construites à des profondeurs plus importantes qu'autrefois (jusqu'à une cinquantaine de mètres) et doivent résister à des vagues dont l'amplitude peut dépasser une dizaine de mètres - d'autant plus grande que la profondeur au pied de l'ouvrage est plus importante.

Les grandes digues modernes sont, en général, du type "à talus", constituées par des couches d'enrochements de poids croissant depuis l'intérieur vers les faces externes, elles comportent une carapace contre laquelle vient se briser la houle et sont surmontées par un couronnement massif en béton de ciment.

La carapace est faite d'enrochements naturels de poids élevé environ de 5 tonnes, ou de blocs artificiels de béton (cubiques ou de forme plus compliquée) pesant jusqu'à 25 et 30 tonnes : les "tétrapodes" ou "acropodes" (brevet français Sogreah) offrent le double avantage, d'accroître la rugosité de la face extérieure, ce qui permet d'absorber l'énergie libérée par le déferlement de la houle, et d'assurer un enchevêtrement des blocs garantissant leurs bonnes tenues.

On peut classer ces ouvrages de protection (Digues ou jetées) en :

- Digues à talus ;
- Digues verticales : pouvant être perméable ou non perméable ;
- Digues mixtes .

> Digues à talus

Les digues à talus sont réalisées avec des matériaux plus ou moins grossiers, arrangés globalement sous la forme d'un trapèze qui va s'opposer à la progression de la houle avec une résistance d'autant plus efficace que le massif sera élevé et peu poreux. Ce genre d'ouvrage

peut être utilisé tant que la profondeur n'excède pas 50 m, au de là, la consommation en matériaux sera excessive et la digue devienne coûteux sur le plan économique (figure I.2).

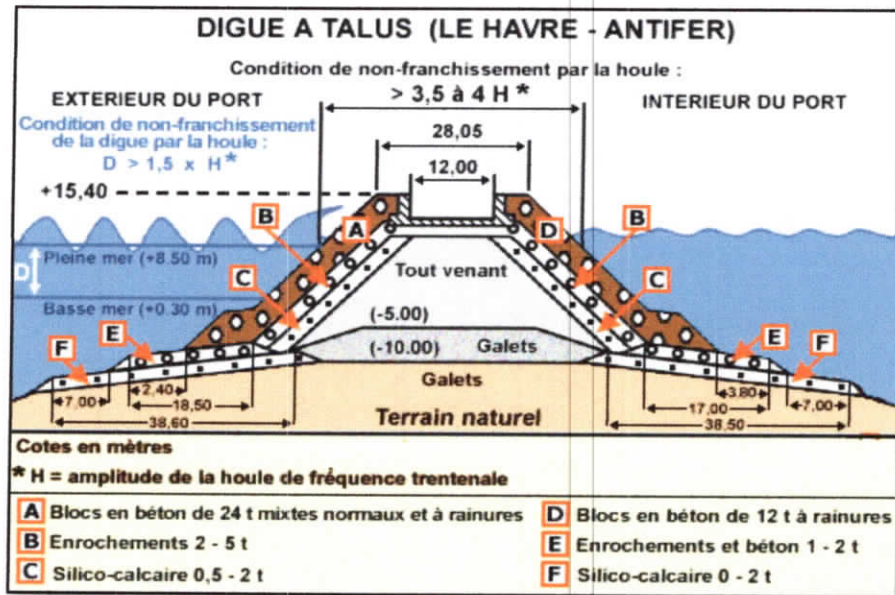


Figure I.2 : Digués à talus

➤ **Digués verticales**

Une digue verticale est un ouvrage à parement extérieur vertical fondé sur un sol de bonne qualité par l'intermédiaire d'une assise d'enrochement toujours immergée. La muraille est constituée par des blocs ou des caissons en béton armé qui résistent, par leurs poids propre, aux efforts imposés par la houle, ils doivent donc être de grandes dimensions pour être suffisamment lourds. Dans certains situations le poids des blocs peut atteindre une centaine de tonnes, cette limite étant imposée par les performances des engins de manutention utilisés pour les mettre en place. L'utilisation de ces digues est soumise aux conditions suivantes :

- ✓ Pas de jetées verticales sur des fonds meubles à cause du grand pouvoir d'affouillement des lames devant les jetées réfléchissantes ;
- ✓ Comme le volume de maçonnerie n'augmente pas beaucoup avec la profondeur, les digues verticales sont intéressantes en cas de grande profondeur ou des mers de fortes marées.

Les jetées verticales sont aussi économiquement justifiables dans les régions pauvres en enrochements de qualité (figure I.3)

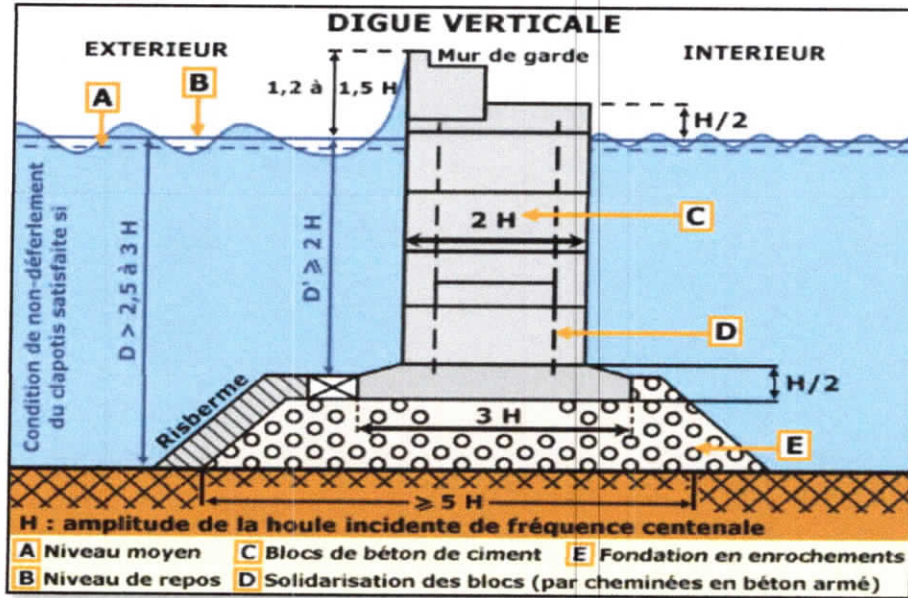


Figure I.3 : Digues verticale

➤ Digues mixtes

Lorsque les profondeurs sont importantes, la digue est souvent de type mixte : la partie inférieure est constituée sous forme d'un ouvrage à talus, surmonté par un ouvrage de type vertical. Les dimensions et la structure de l'ouvrage vertical doivent être suffisantes pour résister aux efforts des vagues déferlantes (figure I.4) [6].

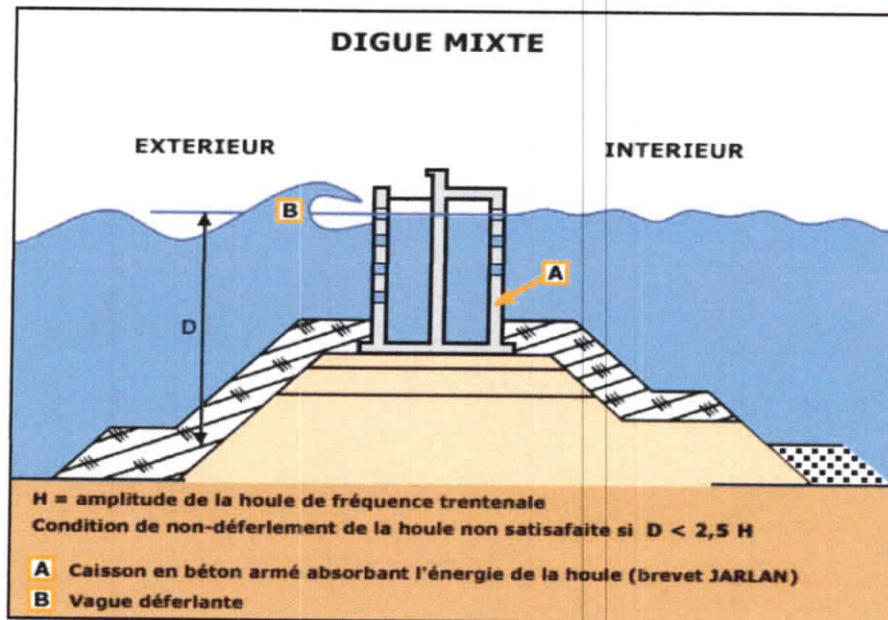


Figure I.4 : Digues mixtes

I.3.2 Les ouvrages intérieurs

➤ **Les plants d'eau**

Ils servent à l'élaboration et au stationnement des navires ils sont constitués de [4] :

- bassins de marée dont le niveau suit celui de la marée ;
- bassins à flot, dont le niveau suit celui de la mer qui est maintenu à un niveau constant. Dans ce cas la communication entre bassins se fait par des écluses.

***Ecluse**, ouvrage construit sur un canal, constitué essentiellement d'un tronçon du canal, maçonné, confiné aux deux extrémités par deux portes munies de vannes.*

➤ **Les aires de stockages des marchandises**

Ce sont des surfaces couvertes ou non, les postes sont reliés par des voies ferrées et des routes situées en arrière des installations établis immédiatement en bordure des plants d'eau.

➤ **Zone industrielles portuaires**

Les ouvrages pour la construction et la réparation et l'entretien des navires sont les cales de lancement, cale de halage, forme de radoub [4].

➤ **Poste de réception des navires**

I.3.3 Les quais

I.3.3.1 Définition

Un quai est un ouvrage intérieur du port qui assure les fonctions essentielles que sont :

- Se munir d'un dispositif d'appui pour permettre l'accostage et l'amarrage des navires ;
- Assurer une liaison entre la terre et le navire, par un terre-plein.

Le dispositif de liaison supporte donc une partie ou tout le matériel de manutention servant à la réception et au transport des marchandises ou les voyageurs et soutenir les terres à la limite de l'eau. Ce soutien des terres peut faire intervenir l'ouvrage lui-même ou un ouvrage accessoire, par exemple un talus d'enrochement.

Il existe plusieurs types de quai suivant leurs conditions de mise en œuvre et de possibilité d'exécution. Certains sont fondés en surface en fonction des conditions géotechniques du site et d'autre en profondeur [2].

I.3.3.2 Les types de quais

1) Quai en paroi moulée

Les quais en parois moulées planes sont constitués par un écran frontal plan en paroi moulée, buté ou encastré en pied, et ancré sur un ou deux niveaux par des tirants passifs ou actifs. L'utilisation de la paroi moulée exige un site de construction terrestre, qui peut être obtenu par remblaiement préalable, sous réserve qu'il soit suffisamment compact. En bassin marnant, l'étanchéité entre les joints doit être particulièrement soignée pour éviter la fuite d'éléments fins sous l'effet des gradients d'écoulement (figure I.5) [6].

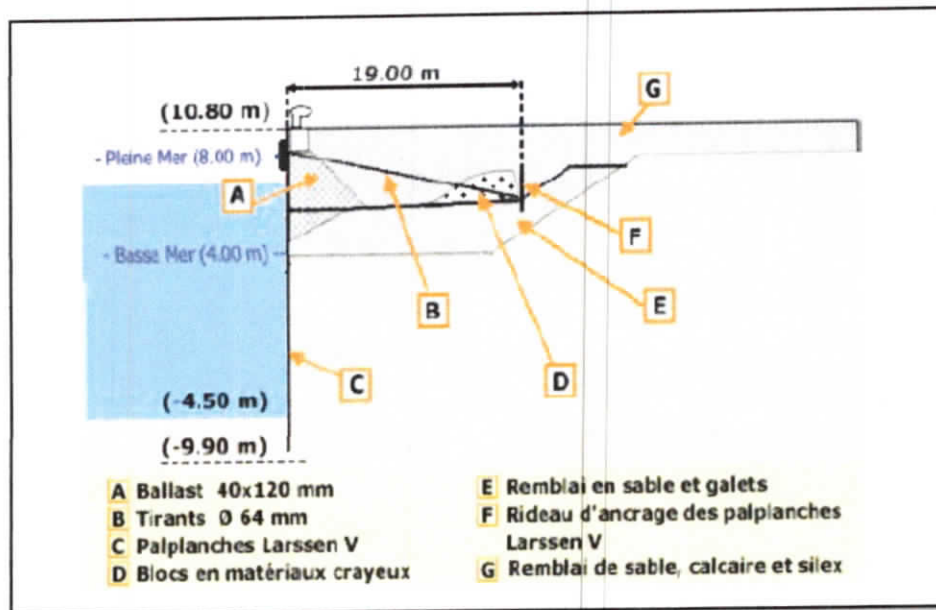


Figure I.5 : Quai en paroi moulée

2) Quai fondé sur pieux

Ces ouvrages constituent le stade ultime de l'évolution des quais creux. Ils ne remplissent plus la fonction de soutènement des terres, puisque les terre-pleins derrière l'ouvrage sont limités par un talus auto-stable et protégé de la houle par un revêtement d'enrochements, le raccordant avec le fond du bassin.

La liaison entre navire et terre-plein est assurée par une plateforme nervurée en béton armé supportée par des pieux en acier, verticaux ou inclinés (de 1/3 à 1/5). Lorsque cette plateforme recouvre la largeur totale du talus de raccordement, l'ouvrage est appelé quai: il assure les fonctions d'accostage et d'amarrage, (figure I.6) [6].

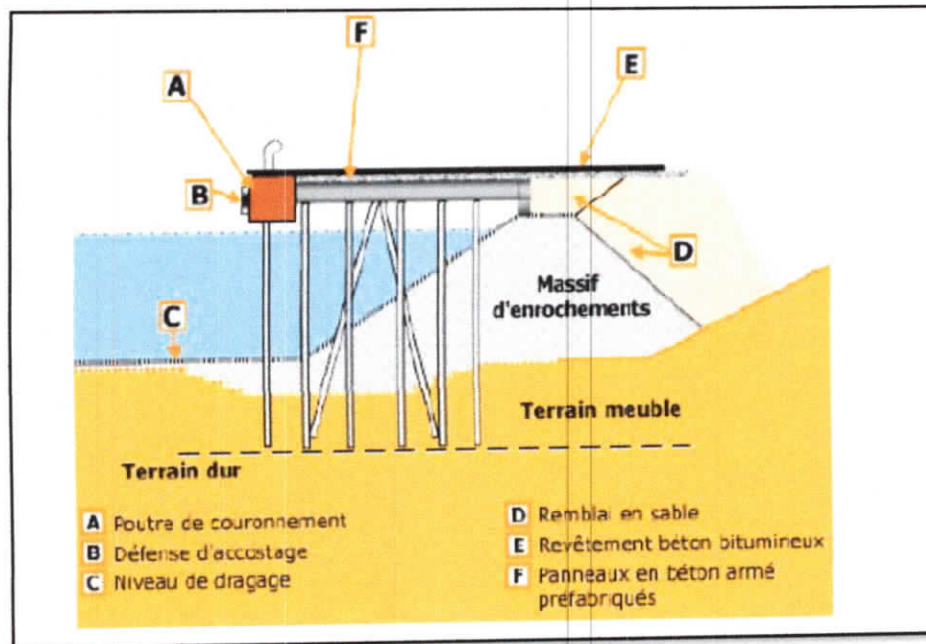


Figure I.6 : Quai fondé sur pieux

3) Quai en palplanche à module

Les ancrages sont le plus souvent constitués par des tirants passifs en acier disposés en une ou deux nappes, attachés sur un ouvrage d'ancrage constitué par un petit rideau en arrière ou une palée de pieux inclinés; les tirants peuvent parfois être actifs (c'est-à-dire précontraints) et forés. L'ancrage du rideau peut aussi être assuré par une plate-forme horizontale en béton armé, ses pieux inclinés reprenant les efforts horizontaux; c'est le quai danois.

Cette plate-forme, supportant une partie du remblai arrière et les surcharges d'exploitation, permet de réduire, par effet de chaise, la poussée sur le rideau de palplanches. On peut même, pour la réduire davantage, constituer un talus sous la plate-forme (quai creux) à condition de prévoir une pente suffisamment faible pour ne pas risquer de fuite de matériaux fins du sol derrière la plateforme, ce qui induirait un effondrement local du terre-plein. Par économie supplémentaire, et pour réduire la dénivellation hydrostatique, on peut enfin « ouvrir » le rideau dans la hauteur du talus en arrêtant une partie des palplanches un peu-dessus du niveau du pied du talus, de façon à permettre au quai creux d'être drainé à basse-mer.

Le rideau peut enfin être disposé en arrière de la plate-forme, et non devant;

Ce type de quai danois assure la transition avec celui des quais sur pieux (figure I.7) [6].

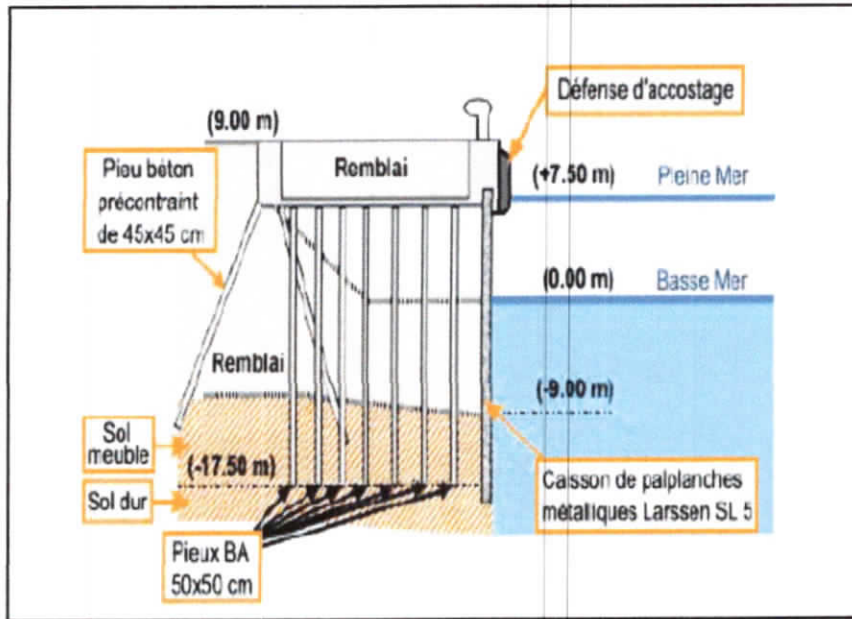


Figure I.7 : Quai en palplanche à module

4) Quais en maçonnerie de pierre ou en béton coulé sur place

Ce type de quais est conçu sous la forme de murs massifs en maçonnerie de pierre ou en béton de ciment. L'emplacement de l'ouvrage est dragué avant la construction de maçonnerie pour éviter un déséquilibre du sol qui peut déstabiliser l'ouvrage construit. (Figure I.8) [6].

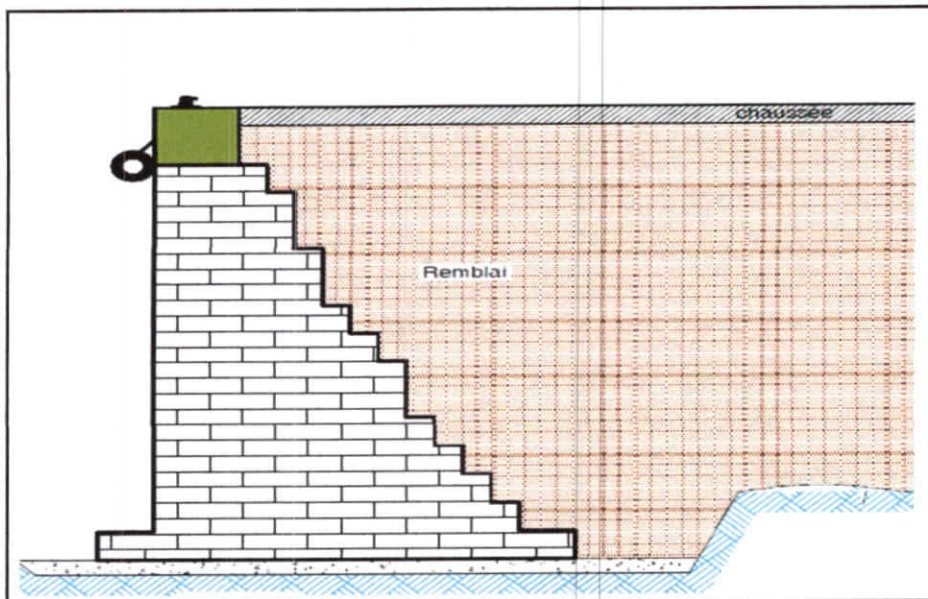


Figure I.8 : Quais en maçonnerie

5) Quai en bloc de béton

Ces quais sont constitués de bloc en béton empilés les uns sur les autres (éventuellement évidés et remplis de remblais). Le bloc inférieur étant posé sur une assise en enrochements préalablement réglée, pour réduire les contraintes élevées introduites par le mur sur le sol naturel. C'est le type de quai traditionnel en méditerranée, pour des faibles hauteurs ($\leq 15\text{m}$). Ces quais sont très garantis vis-à-vis à des chocs accidentels et se prêtent facilement à des modifications d'équipement.

Ces ouvrages sont toujours réalisés en site nautique, ils exigent des moyens de levage puissants mais ont l'avantage de réduire au minimum les travaux à exécuter sur place. Il est recommandé de mettre en place un cavalier en tout-venant rocheux en arrière du mur, à fort frottement interne pour réduire la poussée, et à granulométrie grossière pour éviter la fuite de fines au travers des nombreux joints du mur, notamment en bassin marnant (figure I.9) [6].

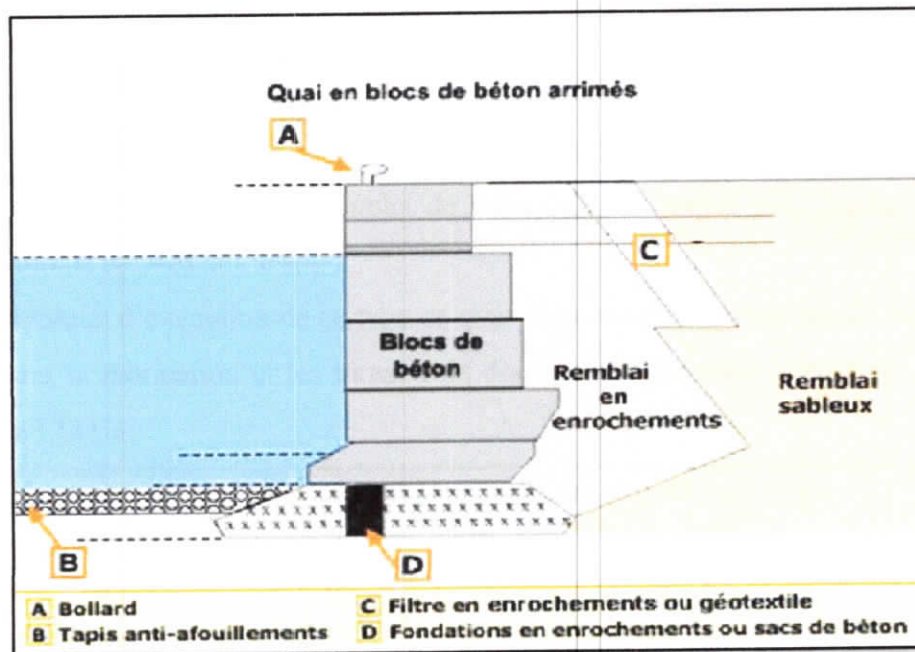


Figure I.9 : Quai en bloc de béton

6) Quais en gabions de palplanches plates

Ces quais sont constitués par des palplanches métalliques plates, battues verticalement et assemblés sous forme de piles circulaires, ou d'enceintes gabionnées. Ces gabions séparés peuvent former un front d'accostage discontinu et jointif, constituent un soutènement d'un remblai arrière. Pour cette dernière situation sa hauteur peut être réduite et le rideau arrière (partie arrière du gabion) ne joue que le rôle d'ancrage. Les parois de ces cellules ne supportent aucun effort de flexion mais simplement des efforts de traction normaux à la ligne

des joints qui doivent évidemment, être conçus pour permettre un agrafage suffisamment résistant des palplanches l'une après l'autre (figure I.10) [6].



Figure I.10 : Quais en gabions de palplanches plates

7) Quais en caissons

Ils sont constitués de caissons en béton armé ou précontraint, généralement préfabriqués de forme prismatique et se sont remplis de sable. Ces ouvrages plus légers amènent des contraintes moins élevées sur le sol.

La technique d'exécution de ce type de quai permet la réalisation rapide car l'on réalise simultanément la fabrication et les travaux de dragage. Néanmoins, le coût est relativement élevé (figure I.11) [6].

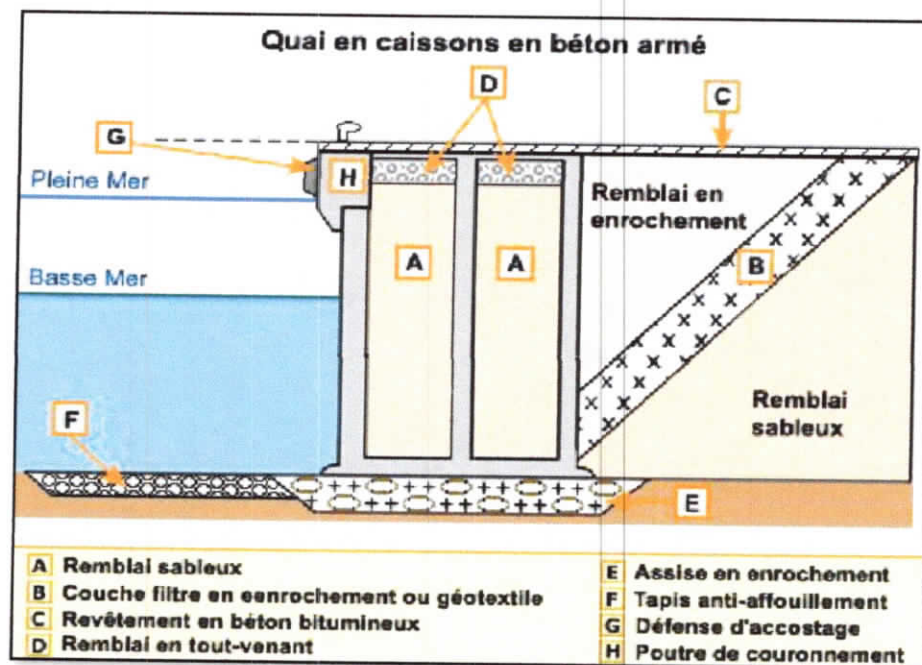


Figure I.11 : quai en caisson

I.3.3.3 Définition d'un Caisson

Le caisson est une grande boîte, en réalité, est une chambre, habituellement construit en béton armé ou acier mais parfois en bois, utilisé dans la construction de fondations, digues ou jetées à l'intérieur ou près d'une masse d'eau. Les caissons sont construits habituellement en surface puis transporté coulés et enfoncés vers leurs emplacements finals sous leurs poids propre et par excavation des terres, enfin remplis par de béton et /ou de sable.

La fonction de caissons est essentiellement la même comme celle des piliers, dont le but est de transmettre la combinaison des charges appliquées au sommet de caisson à travers un sol compressive de faible résistance vers des couches de sol raides ou rocheuse situées à des niveaux plus profonds, pour empêcher l'instabilité sous différentes actions comme tassements excessifs, déplacements horizontales ou rotations de la structure supportée.

La forme et dimension d'un caisson dépendent de la nature de la structure qui sera supportée, et la profondeur de son emplacement exigée. Les caissons peuvent être classés d'une manière générale en trois types différents [2] :

- caisson ouvert ;
- caisson de boîte ;
- caisson pneumatique.

a) Caissons ouverts

Les caissons ouverts (figure I.12) sont des cylindres ou des coffres, ouverts de deux cotés (au sommet et à la base), de dimensions et de formes adaptées à la fondation projetée et menés d'une extrémité pointu autour du fond.

La méthode de construction des caissons ouverts, consiste de baisser, s'il est nécessaire, le niveau de nappe d'eau, un puits de dimensions souhaitables est excavé au site où le caisson sera érigé. L'extrémité pointue est placée alors au fond du puits, au-dessus de laquelle, les renforcements du voile sont attachés convenablement et les coffrages sont placés jusqu'à une hauteur adapté et ensuite les murs du caisson sera bétonnés. Lorsque le béton frais gagnera une résistance suffisante, l'opération d'enfoncement commence. Le caisson descend sous son poids propre et suite à l'excavation du sol en bas. Une autre section de mur sera construite et l'enfoncement de caisson reprend de nouveau. Une fois le caisson est enfoncé à la profondeur exigée, sa base est obturée par une couche de béton de grande épaisseur. Après que le bouchon de béton est placé, l'eau à l'intérieur du caisson est pompée en dehors et l'espace vide est rempli de sable, gravier ou béton[2].

Le taux d'enfoncement des caissons est souvent lent car la charge baissant est contrecarré par les forces de frottement des terres sur les faces extérieures des murs, jusqu'au moment où les forces de frottement deviennent assez grandes de tel sorte que le caisson ne s'enfonce plus. Dans ces situations, pour faire déplacer le caisson on le fait charger par des poids supplémentaires.

Compter sur leur forme, les caissons ouverts peuvent être classés comme suit :

- a- Caisson ouvert à un seul mur : ce type de structure sont constituée principalement par des murs verticales formant entre eux des boîtes de forme rectangulaires.
- b- Caisson ouvert cylindrique : Cela peut être défini comme une coquille cylindrique avec une section circulaire dans le plan. Ce type de caissons est adopté communément pour assurer fondations pour piliers et culés de ponts et autres structures construit dans les zones inondées (rivières, mers, et les voies navigables).
- c- Caisson ouvert avec puits de dragage : Ce type de caisson a la distinction d'être employé pour les fondations plus profonde pour, jetées de pont, contreforts et autres structures semblables. Le caisson dans ce cas est rectangulaire ou rond carré dans le plan et en outre il est sous-divisé en plus petites sections de formation intérieure murs ouverts [2].

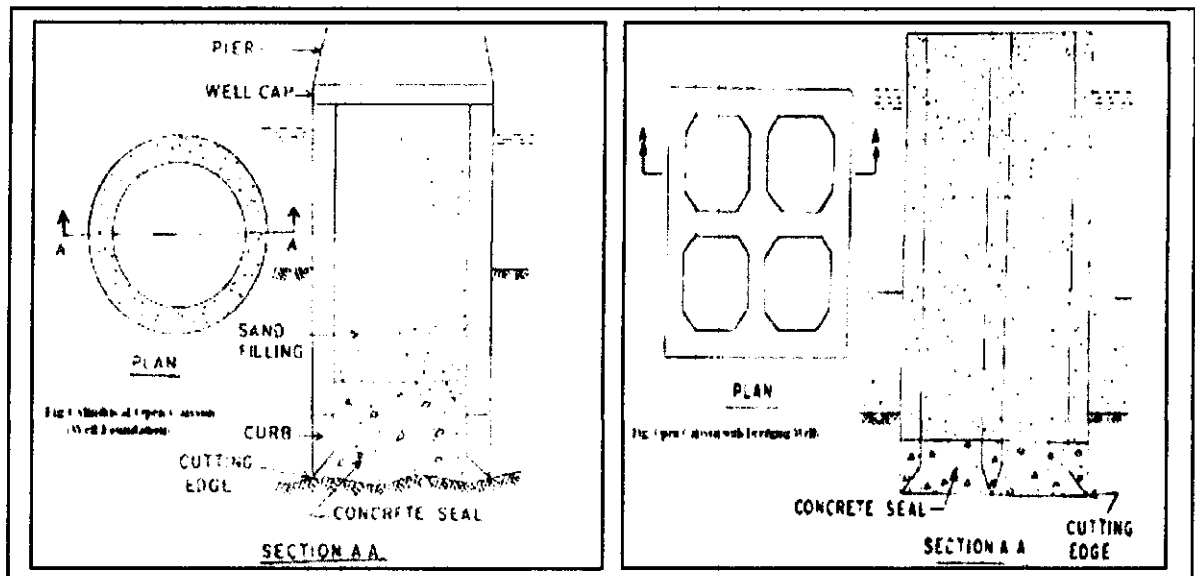


Figure I.12 : caissons ouverts

b) Caisson de boîte

Ce type de caisson est semblable aux caissons ouverts mais ils sont menés d'un fond fermé. Le caisson est construit en béton armé sur terre puis, selon les exigences, il est émergé dans l'eau et remorqué au site pour être coulé dans son emplacement final, en le remplissant de sable, gravier, ou béton les chambres formées entre les cloisons. La plateforme où la base du caisson est posée doit être plane. Ce type de caissons à boîte sont employés lorsque des couches de capacité portante suffisante se trouve proche de la surface en particulier pour les constructions des digues et mur de quais des ports. En pratique, les sédiments et les sols naturels mous de fond dans les zones côtières et du lit des rivières, sont extraits par dragage et les tranches formées sont remplies du sable pour avoir une base nivelée. La fonction de la couche du sable est de distribuer uniformément les charges superposées sur le sol en dessous et donc éviter le tassement différentielles qui peut induit l'inclinaison de caisson et son instabilité (figure I.13) [2].

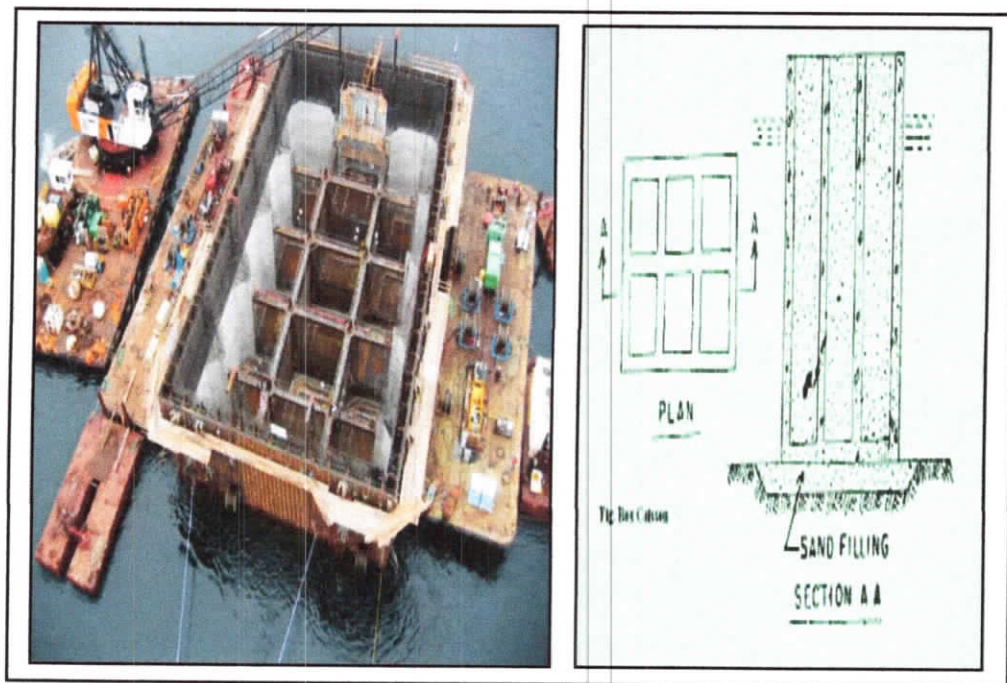


Figure I.13 : caisson de boîte

c) Caisson pneumatique

Les caissons pneumatiques sont habituellement employés dans les travaux de lit de rivière ou le cas de présence des sables mouvants. Ce type de caisson est fermé à sommet et ouvert au fond (pendant construction). Ils sont menés d'une cloison étanche à l'air suffisamment élevée au-dessus de la pointe pour permettre aux ouvriers de travailler en dessous d'elle. L'air dans la chambre sous la cloison est maintenu sous une pression suffisamment grande pour empêcher l'entrée d'eau, alors le passage à travers les cheminées assure l'accès des personnes, équipements, et l'évacuation des matériaux excavés vers la surface.

Cette technique de conception de fondation est compliquée, coûteuse et très lent. Cependant, les caissons pneumatiques paraissent être le seul choix adéquat dans les sites où il est plutôt difficile d'utiliser les autres méthodes. L'avantage principal de cette technique c'est que l'opération entière d'enfoncer le caisson est menée sous conditions contrôlées. Cette méthode fournit de meilleures installations pour enlever des obstructions, inspection de travail et de bétonner le lit des fondations. Ce type de caisson est convenable pour des profondeurs qui varient de 25 m à 40 m (figure I.14) [2].

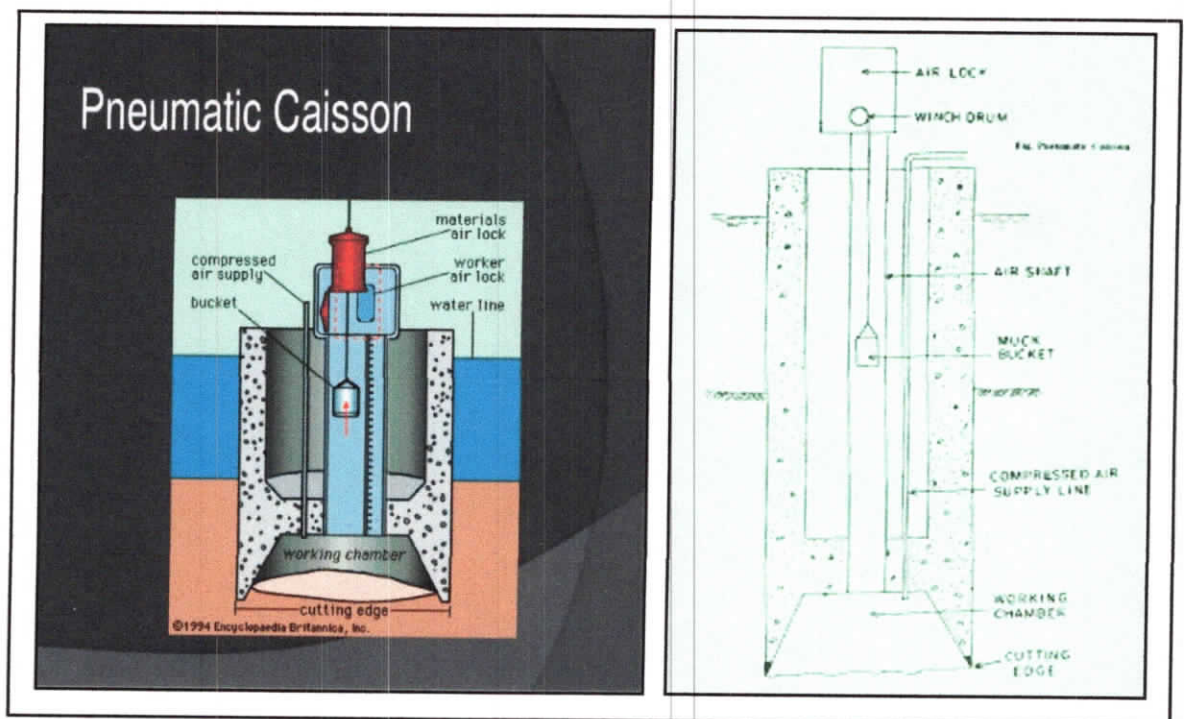


Figure I.14 : caisson pneumatique

I.3.3.4 Paramètres de choix d'un type de quai

a) La géotechnique

La qualité du sol de fondation est un élément important, elle conditionne le type de la fondation superficielle ou profonde .

b) Efforts

❖ Les efforts appliqués

Faisant intervenir la hauteur du quai (dépendant du tirant d'eau des navires à recevoir).

La nature des terres à soutenir, le régime sous la pression hydrostatique et les surcharges d'exploitation.

❖ L'agitation

Dans le bassin, les quais proches de l'entrée du port nécessitent un coefficient aussi faible que possible (quais sur pieux à talus ou système non réfléchissant).

c) La sécurité

Elle est souhaitée pour l'ouvrage, lors de l'accostage accidentel d'un navire et dans le cas des ports de guerres.

d) La durée de vie

La durée de vie de l'ouvrage dépend de l'agressivité du milieu ambiant vis-à-vis de l'attaque des matériaux (corrosion).

e) Exécution

- Pour l'exécution on prend en compte l'état du site avant les travaux.
- La position du quai par rapport au terrain naturel détermine le mode d'exécution.
- Soit, par réalisation en site terrestre, à sec ou à l'abri d'un batardeau.
- Soit, par réalisation en emprise sur la mer nécessitant une exécution en site, à l'avancement, ou après remblai préalable ou à sec à l'abri d'un batardeau.

IV. Conclusion

Les ouvrages maritimes se sont des ouvrages très importants pour l'économie du pays, leurs conceptions et réalisation exigent plus de précautions car il dépend de plusieurs facteurs qu'il faut respectés et le mouvement de la mer un de ces facteurs, Donc la connaissance de ce mouvement est obligé a notre domaine de génie civil.

chapitre II
L'étude hydrodynamique

II.1 Introduction

Le calcul de stabilité des ouvrages maritimes doit tenir compte d'une multitude d'efforts horizontaux et verticaux auxquels peut être appliqués à n'importe quel type de mur de quai et digues de protection. Ces efforts sont pourtant variables, d'une heure à l'autre, d'une journée à la suivante et d'une saison à l'autre.

Une étude hydrodynamique comporte une description détaillée des vagues afin de pouvoir estimer ses différentes caractéristiques (Hauteur, Longueur, Période...), qui nous permet de calculer les pressions et les efforts engendrés sur les éléments des ouvrages portuaires. C'est pourquoi un calcul fiable et précis doit prendre en considération les situations les plus critiques auxquelles sont exposés les murs de quai. Des situations où le plus grand nombre d'efforts s'appliquent en même temps sur les ouvrages, risquent ces instabilités ou peut être entraîné ces ruines.

II.2 Définition d'une vague

Une vague est une déformation de la surface d'une masse d'eau le plus souvent sous l'effet du vent. À l'interface des deux fluides principaux de la Terre, l'agitation de l'atmosphère engendre sur les océans, mers et lacs, des mouvements de surface sous la forme de successions de vagues, de même allure mais différentes. Les séismes majeurs, éruptions volcaniques ou chutes de météorites créent également des vagues appelées tsunamis ou raz-de-marée. La marée est également à l'origine de vagues très particulières, appelés mascarets, qui se produisent dans les circonstances où l'onde de marée rencontre un courant opposé et de vitesse égale.

Les trains de vagues provoqués par le vent se propagent en se dispersant, les vagues les plus cambrées peuvent déferler en créant des turbulences et des courants marins. Il s'agit d'ondes de gravité, la force de rappel étant la pesanteur, leur évolution est déterminée par les propriétés communes aux ondes comme la réflexion, la réfraction et la diffraction [8].

II.2.1 La Hauteur de Houle

II.2.1.1 Différents Types d'ondulation

Une onde se caractérise par sa hauteur (amplitude) « H », sa période « T », et suivant sa longueur d'onde L et selon ces grandeurs on classe une onde. Elle transporte de l'énergie sans transporter de matière. Une onde transporte aussi de la quantité de mouvement et éventuellement du moment cinétique (Figure II.1) [8].

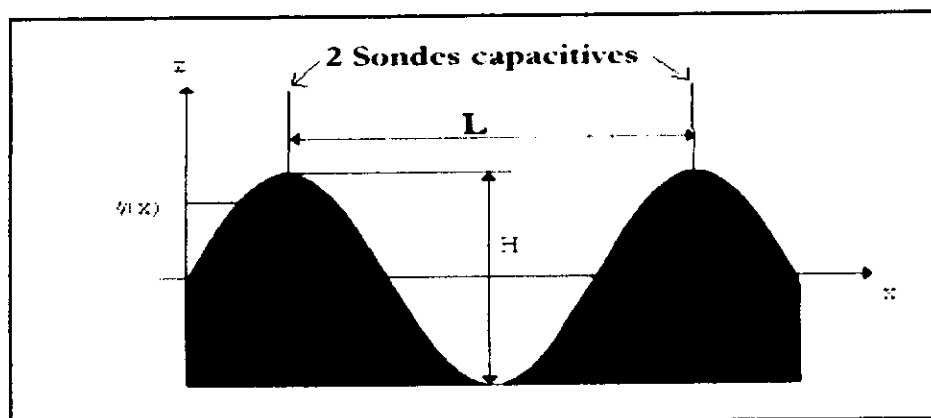


Figure II.1 : Schématisation d'une onde

Ainsi on distingue trois types principaux d'ondulations :

- **La Houle** dont la période varie de 3 à 20 secondes et dont la hauteur peut atteindre une dizaine de mètres.
- **Les sèches** qui se produisent dans certains ports, avec une période variant de quelques dizaines de secondes à quelques minutes et une amplitude de quelques décimètres et peut atteindre 1 m.
- **La marée** dont les périodes varient de 12 h à environ 18 h et dont l'amplitude peut atteindre sur certaines côtes une quinzaine de mètres.

II.2.1.2 Les Courants Généraux

Les courants généraux sont formés par :

- Des forces extérieures au milieu marin, par exemple les vents et les tempêtes de mer ;
- Des forces intérieures au milieu marin (différence de salinité ou de température à l'intérieur de la mer).

Les courants dus aux vents des tempêtes peuvent se superposer au mouvement de la marée, et produire d'importantes surélévations du niveau de la mer. En raison de leurs faibles vitesses, les courants généraux ont le plus souvent une faible influence sur le régime des côtes, mais ils conditionnent les climats des régions côtières. A noter que si on construit un brise-lame sur une côte sablonneuse il y aura accentuation de la concentration en sable (charriage de sable) (Figure II.2) [1].

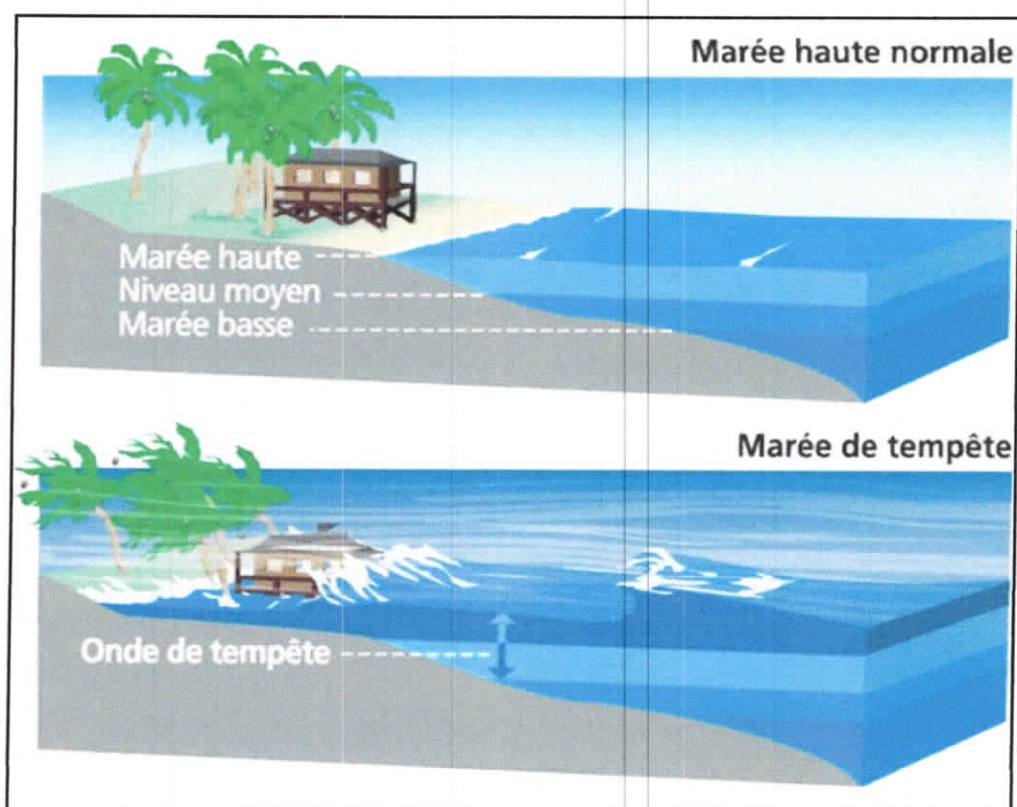


Figure II.2 : Variation du niveau de l'eau

II.2.1.3 Explication Physique

La houle est produite par l'action du vent à la surface de l'eau, lors d'un coup de vent, la surface de la mer se couvre des rides, puis l'intensité du vent augmentant, la déformation de la surface s'accroît, en formant des ondulations d'aspect désordonné, sans qu'il soit possible de distinguer une propagation suivant une direction déterminée (agitation à trois dimensions) ; si le vent persiste, les vagues se forment et progressent dans la direction où souffle le vent ; l'agitation tend à devenir un phénomène à deux dimensions en donnant une houle cylindrique. Le profil des lames est fortement dissymétrique, les crêtes étant couchées sous le vent et les creux allongés avec de faibles pentes. A partir d'une certaine cambrure, la crête des vagues se brise avec formation de rouleaux d'écume donnant à la mer un aspect moutonné.

Les vagues de vent qui ont le caractère d'oscillations forcées provoquent à leur tour un ébranlement de la surface de l'eau qui produit des ondes libres, se propageant depuis lieu de formation de la tempête. Ces ondulations plus régulières que les précédentes constituent la houle proprement dite, sur laquelle ont porté la plupart des études théoriques ; les vagues sont pratiquement symétriques par rapport au plan vertical passant à mi-distance de deux crêtes et le niveau moyen (c'est-à-dire le niveau équidistant du creux et de la crête) est supérieur au niveau de repos (qui est celui de la mer calme).

En fait, cette régularité de l'agitation n'est que relative, car les vagues se succèdent avec des amplitudes, des longueurs d'onde et des périodes différentes.

Les enregistrements de houle effectués à point fixe montrent une succession de trains d'ondes plus ou moins réguliers comportant un certain nombre de vagues de caractéristiques diverses, dans lesquelles il est particulièrement difficile de reconnaître des grandeurs significatives pouvant caractériser la houle enregistrée. On a pu cependant appliquer à ces houles réelles les procédés de la statistique mathématique et les représenter par des lois de probabilités assez simples se rattachant à la théorie des fonctions aléatoires.

En première approximation, la houle est un mouvement orbital, les molécules liquides décrivant des trajectoires fermées. la houle en eau profonde est un phénomène ondulatoire qui s'effectue sans transport de masse. A un instant donné, les vitesses des points d'une même verticale ont toutes la même direction et une intensité décroissant depuis la surface vers le fond. Par grande profondeur (au moins supérieur à la longueur d'onde) les orbites sont circulaires, le rayon décroissant exponentiellement avec la distance à la surface libre. En profondeur finie, les orbites sont des ellipses dont le grand axe diminue exponentiellement avec la distance à la surface libre, en même temps que leur aplatissement augmente, sur le fond les orbites sont réduites à des segments de droite (impossibilité de vitesses normales au fond).

En fait, un examen plus précis de la houle, par exemple un examen prolongé pendant la durée de quelques dizaines de périodes, d'une houle se propageant dans un canal vitré en laboratoire montre que les molécules ne décrivent pas des orbites rigoureusement fermées. Le mouvement apparaît comme résultant de la superposition au mouvement orbital de la première approximation, d'un courant permanent d'entraînement, dont la distribution sur une verticale en direction et en intensité, la distribution de ce courant qui varie avec la turbulence du mouvement, a une grande importance pour les transports solides provoqués par la houle [8].

II.2.1.4 Le Prévion de la Houle

Le mouvement de l'air au-dessus de la surface de l'eau provoque par frottement la formation d'ondes, dont la vitesse de propagation est plus faible que celle du vent et dont l'amplitude est faible (5 à 25 mm). Du fait du caractère irrégulier du vent, ces rides se propagent dans toutes les directions lorsque le vent devient plus violent, une direction privilégiée apparaît. Les rides plus nombreuses et plus escarpées se composent en des ondulations plus importantes donnant plus de prise au vent et s'accroissant de plus en plus. En définitive, les rides dues au vent s'organisent en ondulations rectilignes de longueur limitée.

Quant le vent cesse, les vagues diminuent progressivement par viscosité, mais leur inertie est cependant suffisante pour les faire subsister pendant des milliers de kilomètre. Elles s'éteignent d'autant mieux qu'elles sont plus courtes, de ce fait l'agitation s'organise autour des ondulations les plus longues. Les ondulations de période voisines s'associent pour former les trains d'onde réguliers. La houle est d'autant plus longue et plus creuse qu'il existe une plus grande étendue de mer libre dans la direction d'où elle provient, cette distance D s'appelle «le fetch ». La hauteur maximale de la houle dépend aussi de la vitesse du vent, du temps pendant lequel il souffle, et de la distance sur laquelle il agit. Diverses formules empiriques ont été proposées, et des graphiques établis donnant la hauteur et la période en fonction de la vitesse du vent et de sa durée d'action, puis de l'amortissement de sa hauteur en fonction de la distance parcourue par la houle à partir de la zone de génération.

Il existe Plusieurs formules donnent la valeur de l'amplitude maximale d'une houle provenant d'une direction donnée en fonction de l'étendue qu'on nomme le Fetch de la mer libre qui va dans cette direction jusqu'à la côte la plus proche. Parmi ces formules on cite [1] :

- Stevenson: $H = 1,5\sqrt{F}$
- Lribarren: $H = 1,2 \sqrt[4]{F}$

H exprimé en mètre, F en km

II.2.1.5 Déformation de la Houle

La déformation de la houle se manifeste par une diminution de la hauteur et de la longueur d'onde de la houle. On cite ainsi trois types fondamentaux de déformation de la houle, le déferlement, la réfraction, la réflexion de la houle et la diffraction de la houle (Figure II.3) [8].

- **Déferlement** : Le creux de la houle ne peut pas atteindre une valeur trop élevée, les vagues ne sont plus stables lorsque leur cambrure atteint une valeur limite. Cette valeur critique peut être suite de la diminution de la profondeur, alors la vague est partiellement ou totalement détruite : La houle déferle.
- **Réfraction** : Lorsque la houle se propage dans un milieu à profondeur variable sa célérité varie. La vitesse n'est pas la même tout le long du front de la houle, les crêtes se déforment en plan : La houle réfracte.
- **Réflexion** : Lorsque la houle aborde une paroi imperméable, elle se réfléchit partiellement. La houle réfléchiée en se combinant à la houle incidente donne naissance à des oscillations stationnaires appelées clapotis.
- **Diffraction** : Lorsqu'un ouvrage n'arrête qu'une partie du front de houle, des oscillations se manifestent derrière l'ouvrage, la houle contourne l'obstacle : elle diffracte.

Ainsi on classera la houle en trois types principaux qui sont les suivants :

- **Houle oscillatoire** : Houles des eaux profondes, le fond n'affecte pas la houle
- Houle transitoire $\frac{1}{25} < \frac{d}{L} < \frac{1}{2}$
- Houle déferlante $\frac{d}{L} < \frac{1}{25}$

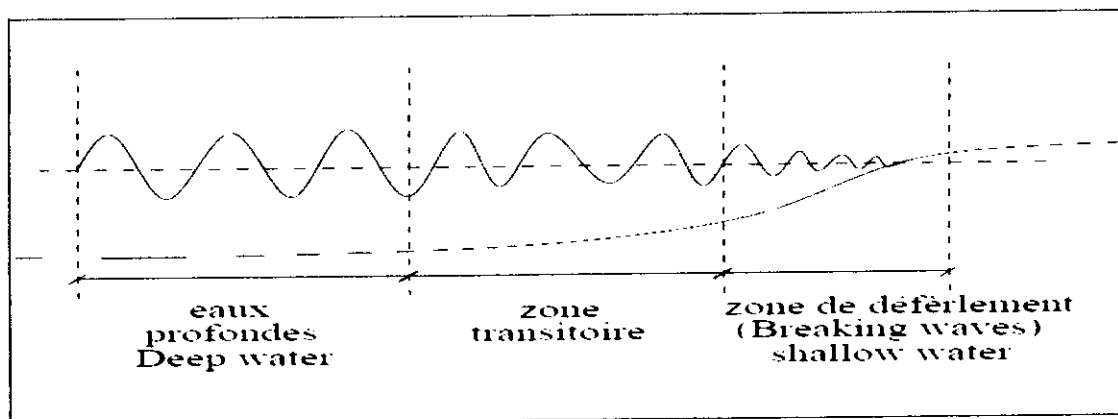


Figure II.3 : Déformation de la Houle

1) Hauteur de la houle en profondeur variable

Lorsque la houle se déplace en profondeurs variables c. à d. des eaux profondes vers les eaux peu profondes, sa longueur d'onde, son amplitude et sa direction subissent des

modifications tandis que la période reste constante, c'est le phénomène de « réfraction » (la cambrure augmente en approchant des eaux peu profondes).

Si la propagation se fait vers une côte dont les lignes de niveau sont sensiblement parallèles aux crêtes de la houle, L et H diminuent et la cambrure augmente (Figure II.4) [8].

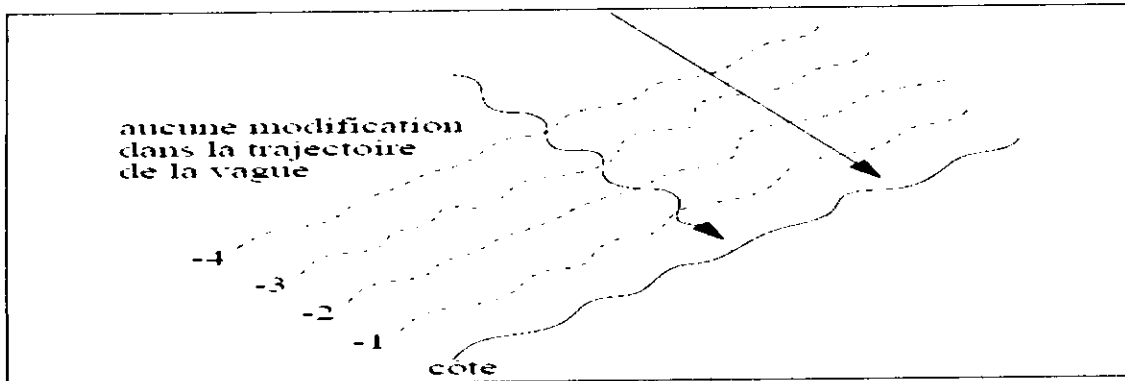
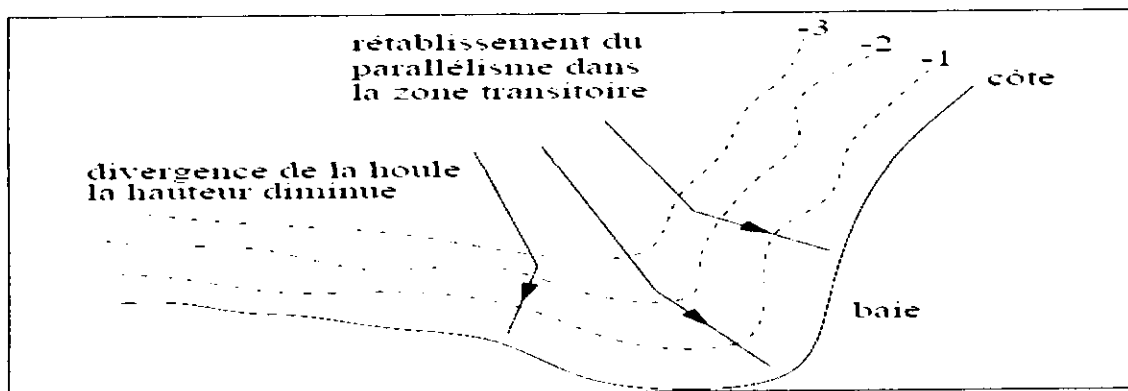


Figure II.4 : Trajectoire d'une houle 1

Si les lignes des niveaux ne sont pas parallèles aux crêtes, il y a concentration de la houle au niveau de la crête et une diminution de l'amplitude dans une baie et la houle rétablit le parallélisme.

Ainsi Si les lignes de niveaux ne sont pas parallèles aux crêtes, il y a concentration de la houle au niveau de la crête et une diminution de l'amplitude dans une baie et la houle rétablit le parallélisme (Figure II.5).



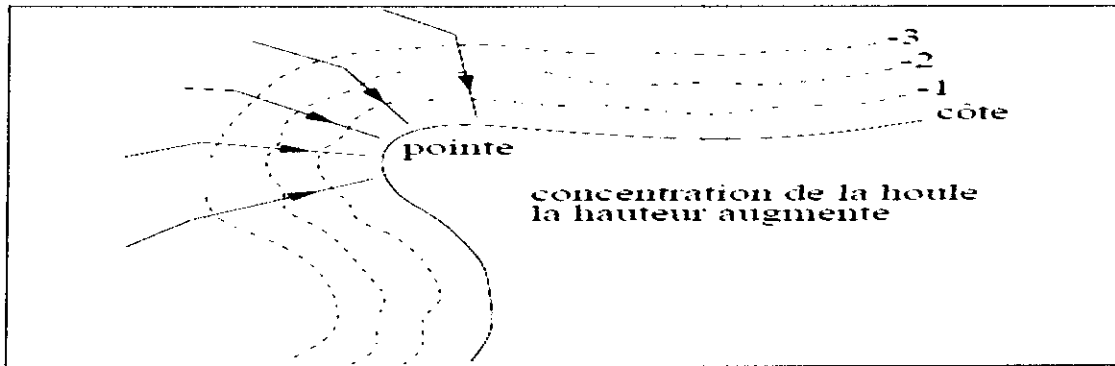


Figure II.5 : Trajectoire d'une houle 2

Ainsi si les lignes de niveaux ne sont plus parallèles aux crêtes de la houle, ces dernières subissent des rotations qui tendent à établir ce parallélisme au fur et à mesure que la profondeur diminue[8].

2) Réfraction de la Houle

Nous considérons d'abord une houle dont la génératrice en profondeur infinie est parallèle aux lignes de niveau du fond, supposées parallèles entre elles. L'expérience montre que la propagation s'effectue sans modification de la direction et que la période est conservée, on peut en outre faire l'hypothèse, qu'avant déferlement, l'énergie transmise au cours d'une période est constante[8].

Les caractéristiques variables de la houle (H, L) sont alors déterminées, en fonction des valeurs connues pour une profondeur donnée et de la profondeur au point considéré, par les formules suivantes : (Bonnefille)

	Houle déferlante	Houle transitoire	Houle en eau profonde
L	$T\sqrt{gd}$	$\frac{gT^2}{2\pi} \tanh kd$	$\frac{gT^2}{2\pi}$
C	\sqrt{gd}	$\frac{gT}{2\pi} \tanh kd$	$\frac{gT^2}{2\pi}$

Avec $C = L/T$ et $k = 2\pi/L$

II.2.2 Effort Hydrodynamique sur les quais verticaux

II.2.2.1 Principe de Calcul de la force des vagues

Une caractéristique de brise-lames verticaux, est que l'énergie cinétique de l'onde est arrêtée tout à coup à la face du mur. L'énergie est ensuite réfléchi ou traduit par un mouvement vertical de l'eau le long du mur. La composante ascendante de cet effort peut causer les crêtes des vagues à doubler leur hauteur d'eau profonde (cas de non-déferlement). La composante vers le bas provoque de vitesses très élevés à la base de la paroi et a une distance horizontale d'une demi-longueur d'onde, ce qui cause éventuellement l'érosion et l'affouillement.

Beaucoup d'analyse et études de laboratoire et des observations de terrain ont été entrepris pour comprendre la pression de la houle et pour développer des formules de pression d'ondes. Cependant, la plupart des formules sont basées sur onde régulière monochromatique de hauteur et de période constante.

Les pressions générées par les vagues sur les structures sont des fonctions complexes des conditions de vagues et de la géométrie de la structure. Pour cette raison, des essais sur modèle en laboratoire doivent être effectués dans le cadre de la conception finale de structures importantes. Pour les conceptions préliminaires les formules présentées plus tard peuvent être utilisées dans les limites des paramètres fixés et en tenant compte des incertitudes [1].

II.2.2.2 Forces sur Quais Verticaux en 2D

Des vagues non déferlantes incidentes sur des surfaces lisses, imperméables de parois verticales sont complètement réfléchis par la paroi donnant un coefficient de réflexion de 1.0. Où des éléments structurels augmentent la rugosité de la surface murale et retardent le mouvement de l'eau vertical à la paroi, le coefficient de réflexion sera légèrement réduit. Les murs verticaux construits sur des bases de Tout Venant auront également un coefficient de réflexion réduit.

La distribution de pression hydrodynamique totale sur une paroi verticale comprend deux composantes variables avec le temps: la composante de pression hydrostatique due à la profondeur de l'eau instantanée à la paroi, et la composante de pression dynamique due à des accélérations des particules d'eau. Au cours d'un cycle d'onde, la force, trouvée par l'intégration de la distribution de la pression sur la paroi, varie entre une valeur minimale quand un creux d'onde est au mur à une valeur maximale lorsque la crête d'une vague est sur

le mur comme illustré ci-dessous pour le cas de murs ou caissons non submergés (Figure II.6) [1].

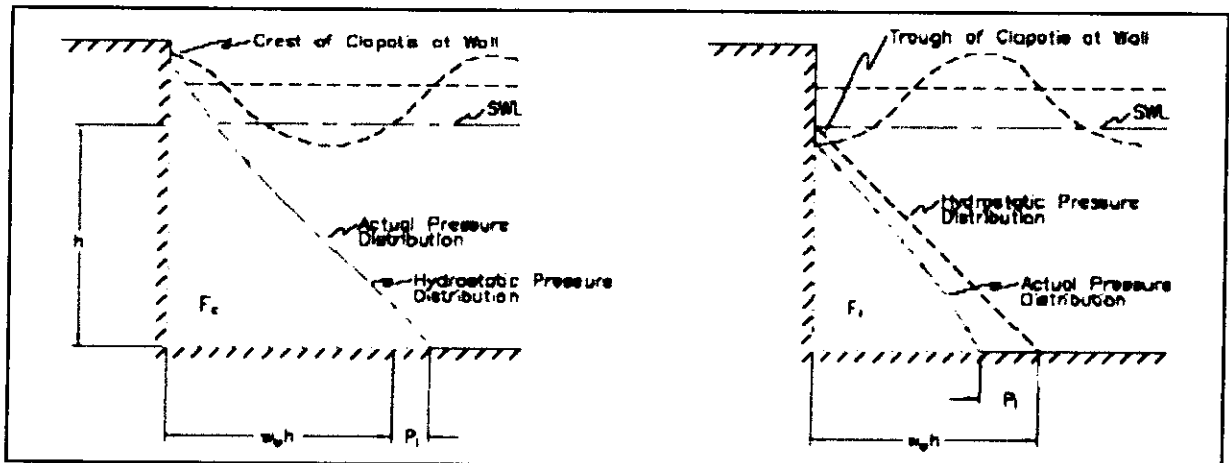


Figure II.6 : Efforts Dynamiques

La charge hydrodynamique totale qui résulte lorsque le creux de la vague est à la paroi verticale est inférieure que le chargement hydrostatique si les vagues n'étaient pas présents et l'eau était au repos. Pour cloisons et des digues et quais, cela peut être une charge critique de la conception, car le remblai saturé pourrait conduire le mur à se renverser dans la direction du large. Par conséquent, le niveau d'eau est un paramètre essentiel de la conception pour le calcul des forces et des moments sur des parois verticales (Figure II.7) [1].

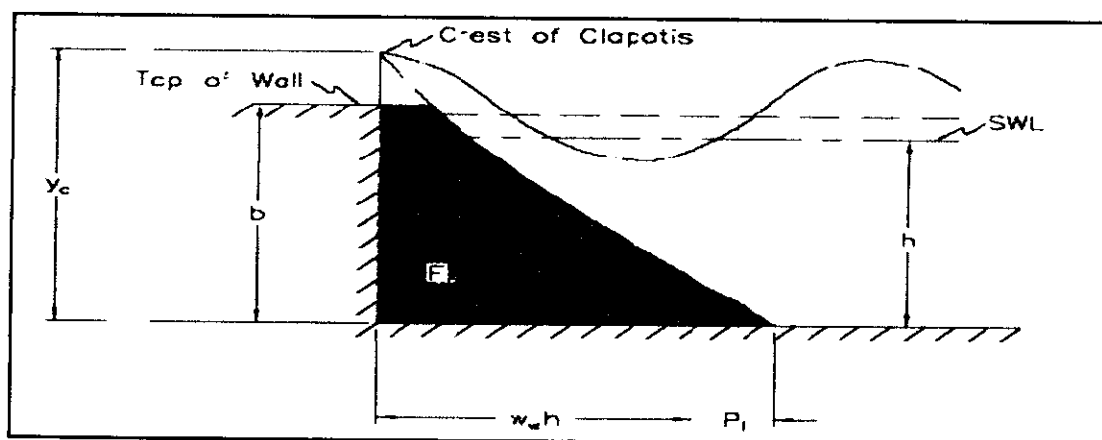

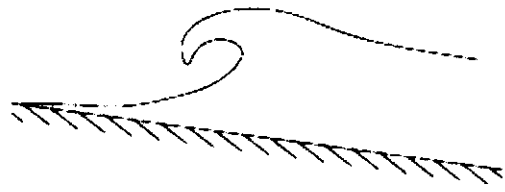
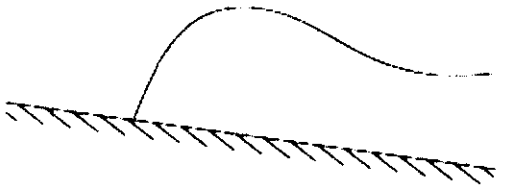


Figure II.7: Efforts dynamiques + "Over topping"

Le franchissement de la hauteur des vagues le seuil de la hauteur totale des parois verticales fournit une réduction de la force totale et du moment parce que la répartition de la pression est tronquée comme schématisé ci-dessus.

II.2.2.3 Déferlement de la Houle

Le déferlement est un phénomène au cours duquel l'onde est partiellement ou totalement détruite, il est caractérisé par un haut degré de turbulence et une grande dissipation d'énergie [1].

Types	Définition	Schématisation
Déferlement Glissant	Qui ressemble au moutonnement observé en grande profondeur, la vague s'écroule progressivement sur sa face avant.	
Déferlement plongeant	Sur des pentes un peu plus fortes, la vague forme alors des rouleaux, bien connus des surfeurs.	
Déferlement frontal	Caractéristique des houles longues et des plages très pentues, correspond à une augmentation très importante de la hauteur par « shoaling » jusqu'à un écroulement brutal formant un front d'onde.	

Du point de vue hydrodynamique, le phénomène se produit lors des éventualités suivantes :

- La vitesse des particules sur la crête de l'onde dépasse la célérité.
- La condition de pression nulle ne peut pas être satisfaite.
- L'accélération des particules sur la crête est plus grande que l'accélération de la pesanteur.
- La surface libre devient verticale.

Les lames déferlent en général plusieurs fois avant d'atteindre la côte en formant plusieurs lignes de rouleaux, particulièrement dangereux lors des grandes tempêtes. Le

déferlement est un processus dissipatif de l'énergie de la houle. Il est conditionné par la cambrure, rapport de la hauteur sur la longueur d'onde de la houle. La cambrure des vagues augmente, au fur et à mesure que la houle se rapproche du rivage, jusqu'à une valeur maximale. Il y a apparition du déferlement lorsque la cambrure atteint cette valeur.

Le déferlement engendre un écoulement complexe turbulent. Au large sous l'action du vent, on l'appelle plutôt moutonnement. Près des côtes, on distingue 3 types généraux de déferlements (Figure II.8) [1].

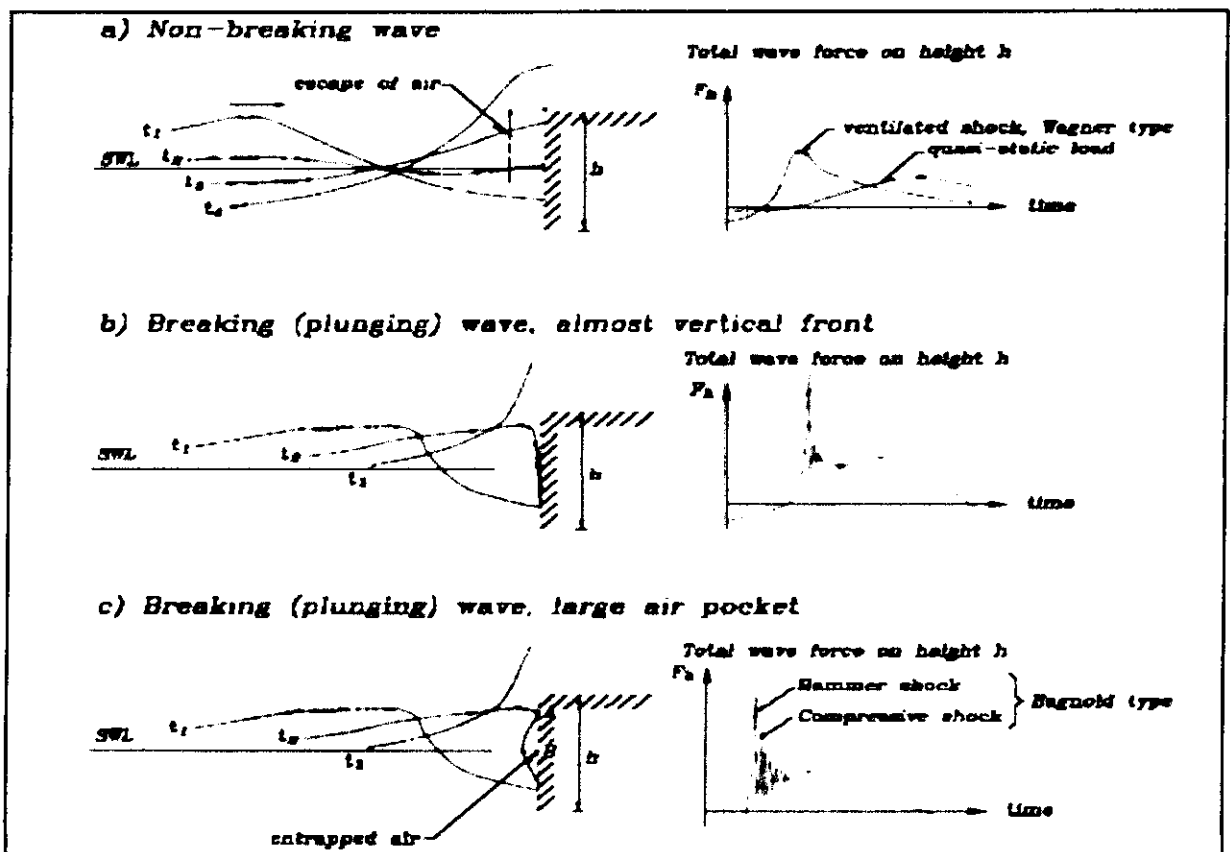


Figure II.8: Types de Déferlement

II.2.2.4 Méthodes de Calcul de l'Effort Hydrodynamique

Chacune des figures ci-dessus schématise le bilan des efforts (Figure II.9), les forces hydrostatiques puis la force induite par la vague uniquement [13].

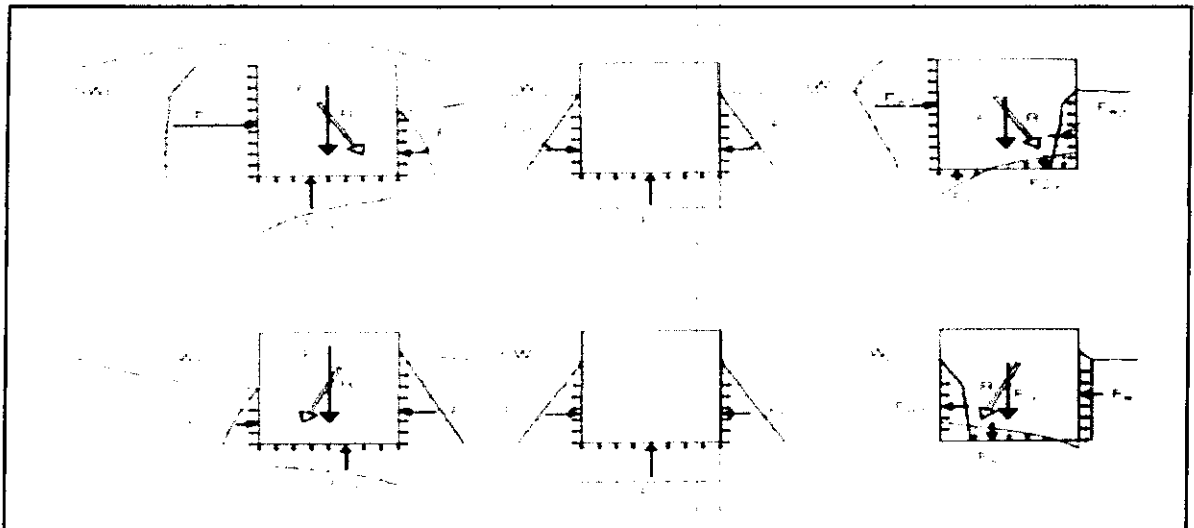


Figure II.9 : Diagrammes de distribution des pressions et bilan des Forces

Plusieurs méthodes existent parmi les quelles :

II.2.2.5 Méthode de GODA

Goda a utilisé l'importante base de données de mesures des efforts sur les digues verticales au Japon ainsi que ses propres études en laboratoire (Y. Goda, 1974) pour établir une formule importante pour le calcul des forces sur les digues verticales pleines (Goda, 1985). Cette formule s'applique correctement pour le calcul des efforts maximaux sur les ouvrages verticaux pleins, mais ne prenait pas en compte les phénomènes hydrauliques particuliers au cas des ouvrages faiblement réfléchissants.

Y. Goda proposa le diagramme des pressions tel que montré dans la Figure (II.10) La valeur maximale de la pression $P1$ est prise au niveau moyen de la surface libre, alors que la valeur de la pression au pied de la structure $P3$ est considérée proportionnelle à $P1$.

Cette formule, basée partiellement sur la théorie non linéaire, a l'avantage de pouvoir être employée pour tout type de houle, clapotis ou houle déferlante, tout en proposant une houle de dimensionnement plus sécurisante que la hauteur significative [13] [14].

➤ Formule de pression de la vague

Les formules de la pression de la vague proposés par Goda assument l'existence d'une distribution de la pression trapézoïdale le long du mur vertical (la figure II.11), sans se soucier du brisement de vagues. Dans ce figure, h_s dénote la profondeur de l'eau devant le brise-lames, d la profondeur au-dessus du moellon fondation de monticule, h' la distance du

niveau de l'eau au fond de la section droite, et h_c l'élévation de la crête au-dessus le niveau de l'eau [13] [14]..

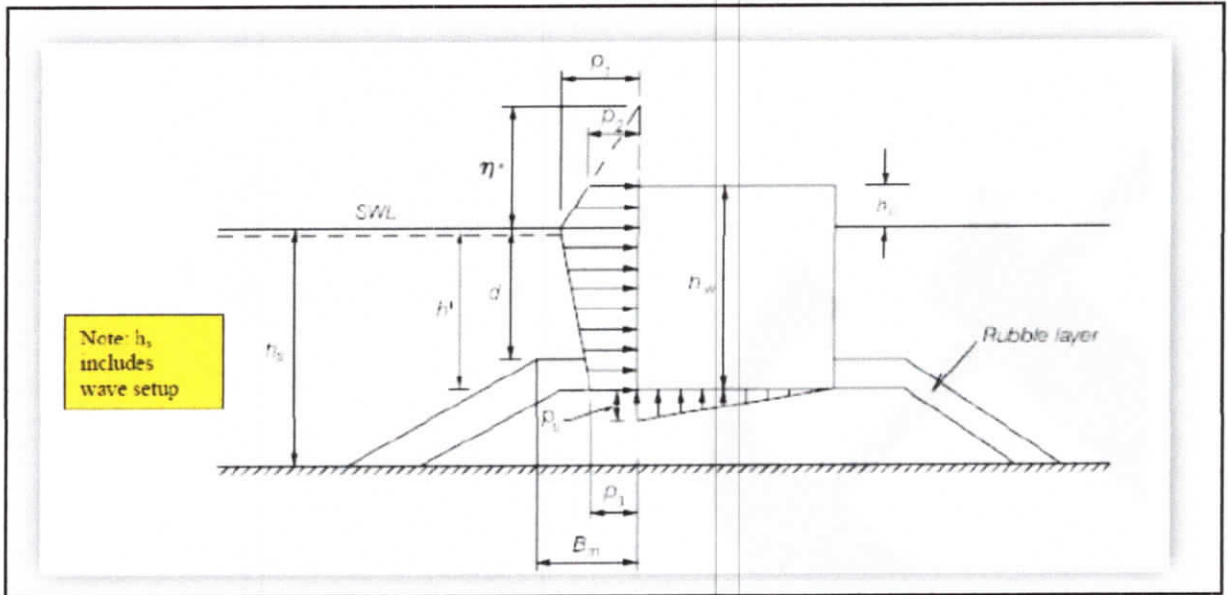


Figure II.10 : Diagramme des pressions selon Goda

L : doit être trouvée de nouveau en se basant sur la période $T_s = 1.1 T_m$ (ou T_m est la période moyenne établie dans les parties précédentes)

β : est l'angle forme par la direction de propagation des vagues et la normale au mur de quai. Cet angle va être diminué de 15% pour prendre en considération la variabilité de la direction des vagues.

P_u : étant la pression de soulèvement exercée a la base du mur.

Les formules recommandée par GODA sont les suivantes :

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos\beta)H_{max} \dots\dots\dots(II.1)$$

β = direction de vagues avec brise-lames du respect normal (pour vagues à l'approche de normale à brise-lames, $\beta = 0$)

H_{max} : La hauteur de la houle (au sens de GODA) est prise égale à la hauteur aux déferlements à $5H$, devant l'ouvrage

$$h_b = d + 5h_s \cdot \tan \theta \dots\dots\dots(II.2)$$

h_b : Profondeure de de l'eau à une distance égale à 5 fois la hauteur significative de la hauteur h_s

$\tan \theta$: Pente de fonde = 1/50

- Calcule L_b :

$$L_b = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh \frac{2\pi d}{L} \dots\dots\dots(\text{II.3})$$

$$\gamma_b = \frac{H_b}{L_b} \dots\dots\dots(\text{II.4})$$

$$H_b = L_b \cdot \gamma_b = H_{\max} \dots\dots\dots(\text{II.5})$$

L_b : La longueur d'onde à la profondeur h_b

γ_b : Cambrure de déformation = 8.9 %

$$P_1 = 0.5(1 + \cos\beta)(\alpha_1 + \alpha \cdot \cos^2\beta)\gamma H_{\max} \dots\dots\dots(\text{II.6})$$

$$P_2 = \left(1 - \frac{h_c}{\eta^*}\right) P_1 \text{ pour } \eta^* > h_c \dots\dots\dots(\text{II.7})$$

Ou :

$$P_2 = 0 \quad \text{pour } \eta^* \leq h_c \dots\dots\dots(\text{II.8})$$

$$P_3 = \alpha_3 \cdot P_1 \dots\dots\dots(\text{II.9})$$

$$P_u = 0,5(1 + \cos\beta)\alpha_1\alpha_3\gamma H_{\max} \dots\dots\dots(\text{II.10})$$

- Les facteurs correcteurs « α » cités plus haut sont calculés comme suit :

(α_1) : Effet de période de la vague sur distribution de la pression

$$\alpha_1 = 0,6 + 0,5 \left(\frac{\frac{4\pi h}{L}}{\sinh\left(\frac{4\pi h}{L}\right)} \right)^2 \dots\dots\dots(\text{II.11})$$

➤ Min = 0.6 (eau profonde)

➤ Max = 1.1 (peu profond)

(α_*) Augmentez dans pression de la vague dû à monticule peu profond

$$\alpha_2 = \min\left(\left(\frac{h_b-d}{3h_b}\right)\left(\frac{H_{\max}}{d}\right)^2 ; \frac{2d}{H_{\max}}\right) \dots\dots\dots(\text{II.12})$$

α_3 : Distribution de la pression linéaire

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left(1 - \frac{1}{\cosh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)} \right) \dots\dots\dots(\text{II.13})$$

- Le calcul de la résultante de ces forces horizontales est la suivante :

$$F_h = 0.5(p_1 + p_2) h_c + 0.5 (p_1 + p_3) h' \dots\dots\dots(\text{II.14})$$

❖ application numérique :

❖ Les démontions de caisson :

$$h_s = 19.6 \text{ m}; \quad h' = 17.6 \text{ m}; \quad h_w = 18.1 \text{ m}; \quad h_c = 0.5 \text{ m}$$

$$d = 16.40 \text{ m}; \quad B = 21.75 \text{ m};$$

- calcule la longueur L :

$$L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh \frac{2\pi d}{L} = L = \frac{9.81(11.75)^2}{2\pi} \tanh \frac{2\pi \times 16.40}{137.1225} = 137.1225 \text{ m}$$

- Calcule h_b :

$$h_b = d + 5h_s \cdot \tan \theta = 16.40 + 5(19.6) \times 0.02 = 18.35 \text{ m}$$

- Calcule L_b :

$$L_b = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh \frac{2\pi h_b}{L_b} = \frac{9.81(11.75)^2}{2\pi} \tanh \frac{2\pi \cdot 18.35}{143.5467} = 143.5467 \text{ m}$$

$$h = 19.6 + 1 = 20.6 \text{ m}$$

- Calcule $H_{max} = H_b$

$$\gamma_b = \frac{H_b}{L_b} = 0.089$$

$$H_b = \gamma_b \cdot L_b = 0.089 \times 137.1225 = 12.20 \text{ m}$$

$$\text{Donc } H_{max} = 12.20 \text{ m}$$

- Calcul Les facteurs correcteurs « α »:

$$\alpha_1 = 0,6 + 0,5 \left(\frac{\left(\frac{4\pi h}{L} \right)}{\sinh \left(\frac{4\pi h}{L} \right)} \right)^2 = 0,6 + 0,5 \left(\frac{\left(\frac{4\pi \cdot 20,6}{137,1225} \right)}{\sinh \left(\frac{4\pi \cdot 20,6}{137,1225} \right)} \right)^2 = 0,771$$

$$\alpha_2 = \min \left(\left(\frac{h_b - d}{3h_b} \right) \left(\frac{H_{max}}{d} \right)^2 ; \frac{2d}{H_{max}} \right) = \min \left(\left(\frac{18,35 - 16,40}{3(18,35)} \right) \left(\frac{12,20}{16,40} \right)^2 ; \frac{2(16,40)}{12,20} \right)$$

$$\alpha_2 = \min(0,019 ; 2,68) = 0,019$$

$$\alpha = \min(\alpha_1 ; \alpha_2) = \min(0,771 ; 0,019) = 0,019$$

$$\alpha_3 = 1 - \left(\frac{h'}{h} \right) \left(1 - \frac{1}{\cosh \left(\frac{2\pi h}{L} \right)} \right) = 1 - \left(\frac{17,60}{20,6} \right) \left(1 - \frac{1}{\cosh \left(\frac{2\pi \cdot 20,6}{137,1225} \right)} \right) = 0,72$$

- Calcule P_1 :

$$P_1 = 0,5(1 + \cos\beta)(\alpha_1 + \alpha \cdot \cos^2\beta)\gamma H_{max}$$

$$P_1 = 0,5(1 + \cos(0)) \left(0,771 + 0,019 \cos^2(0) \right) 10 \times 12,20$$

$$P_1 = 96,38 \text{ KN/m}^2$$

- Calcule P_2 : pour $\eta^* > h_c$

$$\eta^* = 0,75(1 + \cos\beta)H_{max} = 0,75(1 + \cos(0)) 12,20 = 18,3 \text{ m}$$

$$\text{Donc } \eta^* > h_c \rightarrow 18,3 > 0,5$$

$$P_2 = \left(1 - \frac{h_c}{\eta^*} \right) P_1 = \left(1 - \frac{0,5}{18,3} \right) 96,38$$

$$P_2 = 93,74 \text{ KN/m}^2$$

- Calcule P_3 :

$$P_3 = \alpha_3 \cdot P_1 = 0.72 \times 96.38$$

$$P_3 = 69.39 \text{ KN/m}^2$$

- Calcule P_u :

$$P_u = 0,5(1 + \cos\beta)\alpha_1\alpha_3\gamma H_{max} = 0,5(1 + \cos(0))0.771 \times 0.72 \times 10 \times 12.20$$

$$P_u = 67.72 \text{ KN/m}^2$$

- calcul de la résultante de ces forces horizontales :

$$F_h = 0.5(p_1 + p_2) h_c + 0.5 (p_1 + p_3) h'$$

$$F_h = 0.5(96.38 + 93.74) 0.5 + 0.5 (96.38 + 69.39) 17.6$$

$$F_h = 1506.30 \text{ KN/m}$$

Son moment, par rapport au point de renversement du cote du remblai, se calcule de la façon suivante :

$$M_1 = p_2 h_c \left(h' + \frac{h_c}{2} \right) = p_2 \left(h_c h' + \frac{1}{2} h_c^2 \right) \dots\dots\dots(\text{II.15})$$

$$M_2 = \frac{1}{2}(p_1 - p_2) h_c \left(h' + \frac{h_c}{3} \right) = \frac{1}{2}(p_1 - p_2) \left(h_c h' + \frac{1}{3} h_c^2 \right) \dots\dots\dots(\text{II.16})$$

$$M_3 = \frac{1}{2}(p_1 - p_3) h' \left(\frac{h'}{3} \right) = \frac{1}{3}(p_1 - p_3) h'^2 \dots\dots\dots(\text{II.17})$$

$$M_4 = p_3 h' \left(\frac{1}{2} h' \right) = \frac{1}{2} p_3 h'^2 \dots\dots\dots(\text{II.18})$$

$$\Sigma M = M_1 + M_2 + M_3 + M_4$$

$$\Sigma M = p_2 h_c h' + \frac{1}{2} p_2 h_c^2 + \frac{1}{2} (p_1 - p_2) h_c h' + \frac{1}{6} (p_1 - p_2) h_c^2 + \frac{1}{3} (p_1 - p_3) h'^2 + \frac{1}{2} p_3 h'^2$$

$$\Sigma M = \frac{1}{2} h_c^2 \left(p_2 + \frac{1}{3} p_1 - \frac{1}{3} p_2 \right) + \frac{1}{2} (2p_2 + p_1 - p_2) h_c h' + \frac{1}{2} h'^2 \left(\frac{2}{3} p_1 - \frac{2}{3} p_3 + p_3 \right)$$

$$\sum M = \frac{1}{2} h_c^2 \left(\frac{1}{3} p_1 + \frac{2}{3} p_2 \right) + \frac{1}{2} (p_1 + p_2) h_c h' + \frac{1}{2} h'^2 \left(\frac{2}{3} p_1 + \frac{1}{3} p_3 \right)$$

$$\sum M = \frac{1}{6} h_c^2 (p_1 + 2p_2) + \frac{1}{2} (p_1 + p_2) h_c h' + \frac{1}{6} h'^2 (2p_1 + p_3) \dots\dots\dots(\text{II.19})$$

$$\sum M = \frac{1}{6} (0.5)^2 (96.38 + 2(93.74)) + \frac{1}{2} (96.38 + 93.74) \times 0.5 \times 18.2 + \frac{1}{6} \times (17.6)^2 (2(96.38) + 69.72)$$

$$\sum M = 14427.84 \text{ KN.m/m}$$

Donc le bilan des forces (Figure II.11) créées par l'effet hydrodynamique de la houle sont résumés dans ce schéma récapitulatif. (L'effort hydrostatique est en fait inclus dans ce calcul)

La force de soulèvement et son moment étant facilement calculés par de simples formules :

$$F_u = 0.5 p_u B = 0.5 \times 67.72 \times 21.75 \dots\dots\dots(\text{II.20})$$

$$F_u = 736.455 \text{ KN/m}$$

$$M_U = F_u \frac{2}{3} B = M_U = 736.455 \times \frac{2}{3} \times 21.75 \dots\dots\dots(\text{II.21})$$

$$M_U = 10678.597 \text{ KN.m/m}$$

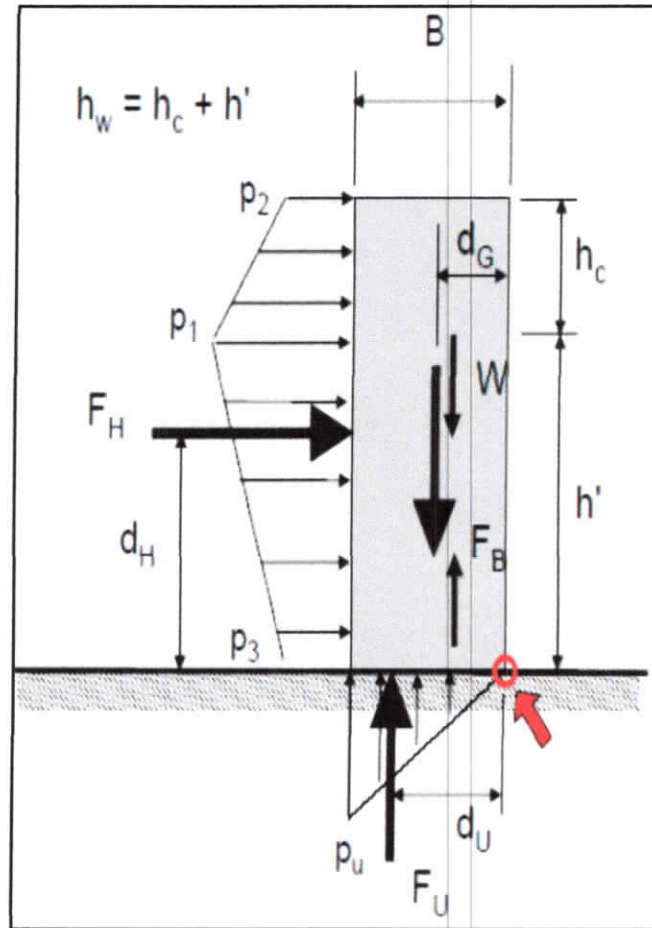


Figure II.11 : Bilan des efforts dynamiques

II.2 Conclusion

Lors de l'étude de stabilité et dimensionnement d'un ouvrage il est important de déterminer quels sont les charges (intensité et durée) appliqués à chaque élément de la structure. Le mouvement de la mer engendre des sollicitations sur les ouvrages maritimes. Ces sollicitations se manifestent sous forme des pressions variables sur les faces des éléments de constructions. L'utilisation de la formule de Goda permet d'estimer ces pressions sous différentes conditions et d'évaluer par conséquent les forces engendrées sur les ouvrages maritimes comme les murs de quai et les digues de protection.

chapitre III
L'étude géotechnique

III.1 Introduction

En pratique, la conception et la réalisation des projets de Génie Civil exigent une étude géotechnique, qui servira de base aux calculs de dimensionnement des ouvrages à édifier (remblais routiers, ouvrages d'art, zones industrielles, bâtiments, ports, etc.), cette étude est traditionnellement appelée « reconnaissance de sol ». La reconnaissance géotechnique a une importance primordiale dans l'élaboration technique des projets, il consiste à informer le maître d'ouvrage et les constructeurs de la nature et des comportements de site afin qu'ils puissent définir et justifier les solutions techniques envisagées, adopter et mettre en œuvre pour réaliser leurs ouvrages en toute sécurité et à moindre coût.

Dans le cadre de réalisation du port de Djen Djen une étude géotechnique est établie à travers une campagne d'investigation (Labo INGEO International) à l'aide des essais in situ et en laboratoire.

III.1.2 Situation du site d'étude

Le port de Djen Djen, se trouve à 10 km à l'Est de la ville de Jijel, qui est située à 380 km à l'Est d'Alger (Figure III.1), sa position géographique est de 36° en latitude Nord et de 5° en longitude Est.



Figure III.1 : Situation Géographique du site

III.2 Sondage

Un sondage est une investigation de sous-sol, réalisée avec ou sans forage d'un trou, destinée à déterminer la nature et les caractéristiques mécaniques, physiques et éventuellement chimiques des sols, afin de prévoir leurs comportements lors de la réalisation des ouvrages[19].

➤ Principes et méthodes (XP P 94-202)

- On utilise des sondeuses à type de lavage rotatif ;
- Lors du prélèvement d'échantillons, on utilise l'échantillonneur à cuillère (Split Spoon Sampler) ;
- On effectue, parallèlement aux sondages, des essais SPT en vue de déterminer la densité des couches et ses constituants ;
- Par souci d'exactitude, on a fait un tubage depuis la surface du sol avant de faire le forage ;
- On note le numéro, la profondeur, la couleur et la couche des échantillons prélevés sur les caisses avant de les enregistrer.

➤ Les points sondages

Dans ce projet, le sondage au pénétromètre dynamique a été utilisé, le plan d'implantation de 24 points de sondage de sondage sont illustré sur la figure (Figure III.2) et les résultats sont regroupés dans le tableau (Tableau III.1) [20].

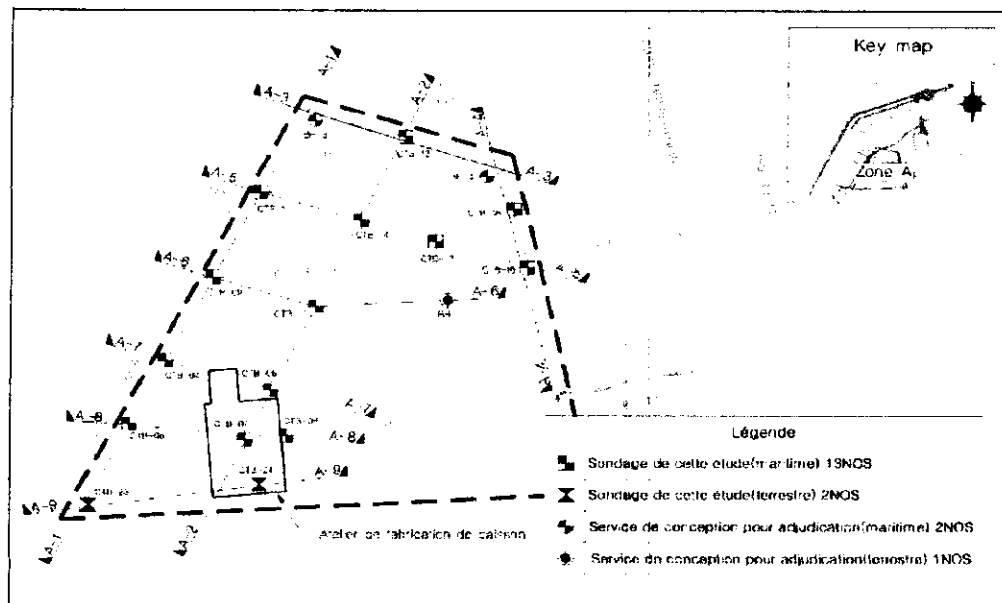


Figure III.2: la localisation des puits de sondages

Tableau III.1 : les résultats des sondages

N ^o	Élévation (ZH.m)	Argile , Limon (m)	Sable (m)	Gravier (m)	Marne (m)	Profondeur (GL.-m)	Valeur de N
CTB-3	-18,96	-	0,0~6,5	-	6,5~24,0	24,0	3/30~50/21
CTB-4	-3,96	-	0,0~12,0 13,3~17,3	12,0~13,3	17,3~26,0	26,0	5/30~50/12
CTB-5	-2,86	-	0,0~11,0 12,8~18,6	11,0~12,8	18,6~24,0	24,0	6/30~50/7
CTB-6	-3,36	-	0,0~11,2	11,2~17,3	17,3~24,0	24,0	8/30~50/20
CTB-7	-2,86	-	0,0~11,0 13,0~16,7	11,0~13,0	16,7~26,0	26,0	8/30~50/10
CTB-8	-2,76	-	0,0~11,0 12,7~17,3	11,0~12,7	17,3~24,0	24,0	6/30~50/17
CTB-9	-6,06	-	0,0~11,8 13,6~17,0	11,8~13,6	17,0~24,0	24,0	6/30~50/28
CTB-10	-5,96	-	0,0~11,5 13,0~17,0	11,5~13,0	17,0~23,0	24,0	4/30~50/6
CTB-11	-10,56	-	0,0~12,0 13,3~16,5	12,0~13,3	16,5~24,0	24,0	4/30~50/7
CTB-12	-10,66	-	0,0~16,5	-	16,5~26,0	26,0	5/30~50/27
CTB-13	-6,96	-	0,0~11,4 12,5~16,5	11,4~12,5	16,5~26,0	26,0	4/30~50/17
CTB-14	-7,36	-	0,0~11,8 13,3~15,7	11,8~13,3	15,7~24,0	24,0	4/30~50/11
CTB-16	-7,86	-	0,0~8,5 10,4~13,5	8,5~10,4	13,5~26,0	26,0	5/30~50/20
CTB-23	1,26	13,4~21,3	0,0~13,4	-	21,3~41,0	41,0	4/30~50/16
CTB-24	2,46	-	0,0~3,5 4,2~14,0 16,7~20,7	3,5~4,2 14,0~16,7	20,7~41,0	41,0	5/30~50/18

Les deux coupes géologiques (A-1) et (A-3), établies pour le profil du sol, localisés au niveau de la position de mur de quai, sont montrées sur les figures (III.3) et (III.4) et les formation principales sont données dans les tableaux (III.2) et (III.3).

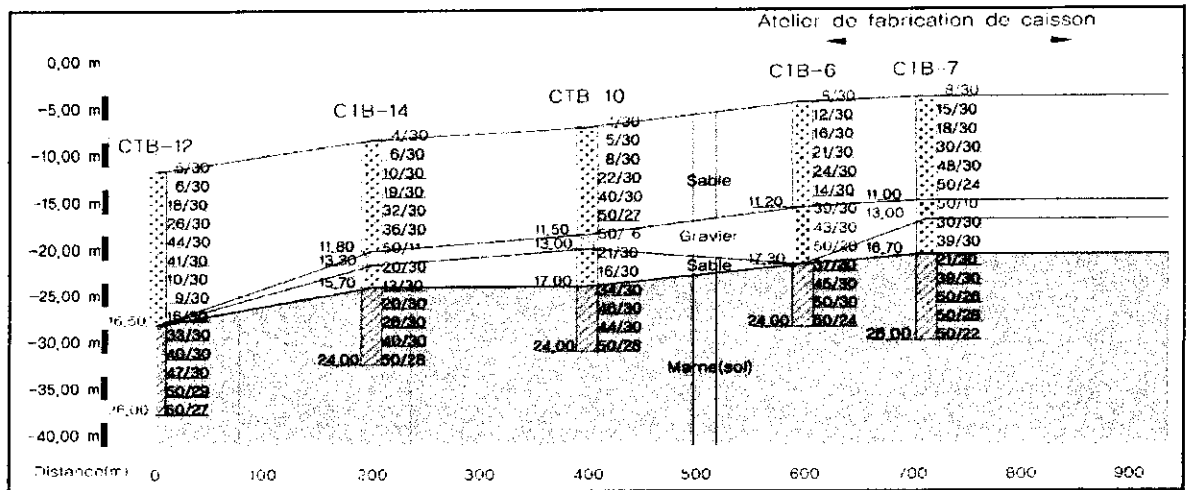


Figure III.3 : coupe géologique (A-1)

Tableau III.2 : la classification de sol dans la coupe (A-1)

Classification	Profondeur d'apparition		Epaisseur (m)
	ZH(-)m	GL(-)m	
Sable	1,93~18,66	-	1,2~13,4
Gravier	13,86~22,56	1,2~12,0	1,1~1,8
Marne	20,04~27,06	5,2~21,3	-

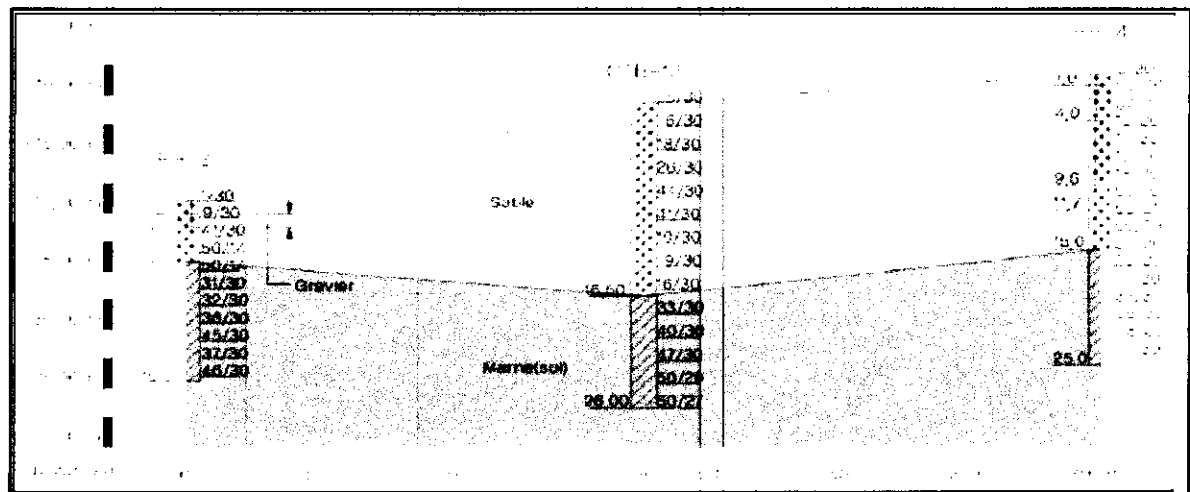


Figure III.4 : coupe géologique (A-3)

Tableau III.3 : la classification de sol dans la coupe (A-3)

Classification	Profondeur d'apparition		Epaisseur (m)
	ZH(-)m	GL(-)m	
Sable	8,16~18,96	-	5,2~16,5
Marne	23,16~27,16	5,2~16,5	

III.3 Les essais en laboratoire

Quel que soit l'utilisation envisagée d'un sol, il est important de connaître sa nature, sa composition et ces propriétés. Généralement ces caractéristiques sont déterminées à travers une série des essais en laboratoire.

III.3.1 Essai de classification de sols (NF P 11-300)

Les résultats obtenus à l'aide des essais d'identification conduisent à une description quantitative du sol. Ces essais servent comme base aux divers systèmes de classification des sols. Pour ce faire, on analyse trois principaux critères que sont :

- les paramètres de nature ;
- les paramètres d'état hydrique ;
- les paramètres de comportement mécanique.

Lors d'analyse, on doit avoir au laboratoire, des échantillons de sols le plus représentatif par rapport à l'état initial avant prélèvement. Ainsi, l'ensemble des sols à tester. Ce ci permet donc de garder la teneur en eau naturelle (w_{nat}) de l'échantillon. De plus, une quantité suffisante de matériau devra être ramenée, pour permettre d'effectuer correctement les essais[17].

a- Teneur en eau (NF P 94-050)

La teneur en eau est le paramètre le plus important, dont sa variation modifie toutes les propriétés physiques de sol. Elle est définie comme le rapport de poids de l'eau contenu par unité de poids de matériau sec[17].

$$w = \frac{P_e}{P_s} = \frac{P_h - P_s}{P_s}$$

P_e : poids d'eau dans le matériau

P_s : poids du matériau sec

P_h : poids du matériau humide

La teneur en eau w est généralement exprimée en %

$$w\% = \frac{P_h - P_s}{P_s} \cdot 100$$

b- Les limites d'Atterberg (NF P 94-051)

Les limites d'Atterberg s'exprimant par des teneurs en eau montre bien l'importance de l'eau dans le phénomène de plasticité des sols fins tableau (III.4). Elles marquent les seuils entre les différents états d'un sol à savoir l'état liquide, plastique ou solide avec ou sans retrait [17]. Ces limites sont au nombre de trois :

- **La limite de liquidité w_l** : c'est la teneur en eau qui correspond au passage du sol de l'état liquide à l'état plastique figure (III.4) ;
- **La limite de plasticité w_p** : c'est la teneur en eau qui correspond au passage du sol de l'état plastique à l'état solide ;
- **La limite de retrait w_s** : c'est la teneur en eau qui correspond au passage du sol de l'état solide avec retrait à l'état solide sans retrait.

Tableau III.4 : Ordre de grandeur

Nature	w_l (%)	w_p (%)	I_p (%)
Limon	24	17	7
Argile limoneuse peu plastique	40	24	16
Argiles plastiques	114	29	85
Argile de Mexico	500	125	375
Bentonite	710	54	656

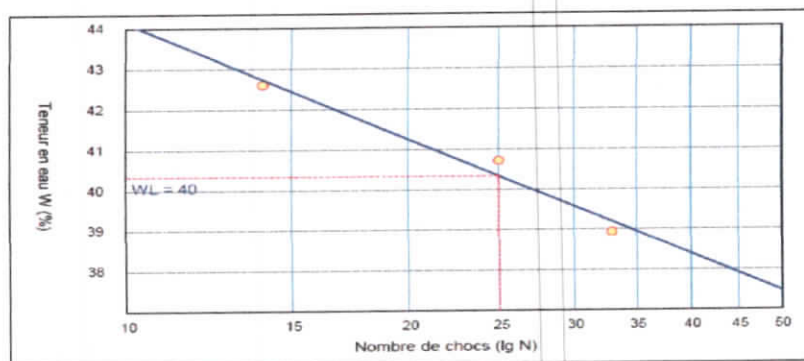


Figure III.5 : Détermination graphique de la limite de liquidité

▪ **Indices de consistances**

Pour utiliser ces limites d'une manière plus efficace on définit certaines indices comme :

Indice de plasticité :

$$I_p = W_l - W_p$$

Indice de liquidité :

$$I_l = \frac{W - W_p}{I_p}$$

La plasticité met en jeu la possibilité pour certains éléments du solide, de glisser sous l'effet des contraintes. On utilise souvent les indices de plasticité et de consistance pour montrer l'état de sol comme montré dans les Tableaux (III.5) et (III.6).

Tableau III.5: Indice de plasticité I_p

Indice de plasticité	Degré de plasticité I_p
$I_p \leq 12$	sol non plastique
$12 < I_p \leq 25$	sol peu plastique
$25 < I_p \leq 40$	sol plastique
$I_p > 40$	sol très plastique

Tableau III.6 : Etat de consistance du sol en fonction de « I_c »

Indice de consistance	consistance du sol
$I_c \leq 0$	Liquide
$0 < I_c < 0.25$	Très molle
$0.25 < I_c < 0.5$	Molle
$0.5 < I_c < 0.75$	Ferme
$0.75 < I_c < 1$	Très ferme
$I_c > 1$	dure

▪ **Activité des argiles :**

Les limites d'Atterberg sont déterminées sur la fraction de sol de dimension inférieure à 400 μm (tableau III.7), l'activité d'une argile est définie comme :

$$A_c = \frac{I_p}{\text{teneur en argile}} ; \quad \text{teneur en argile} = \frac{\text{poids} < 2 \mu\text{m}}{\text{poids total sec} (< 0,4 \text{ mm})}$$

Tableau III.7 : Activité de certains minéraux d'argiles

Nature	Activité
- Kaolinite	0,38 (inactive)
- Illite	0,9 (active)
- Montmorillonite	7,2 (très active)

▪ **Sensibilité des argiles :**

Une argile naturelle qui est remaniée perd de la résistance au cours du remaniement. Cette caractéristique est plus ou moins importante en fonction de la composition minérale du sol. On appelle sensibilité d'une argile le rapport entre les résistances à la compression simple à l'état intact et après remaniement.

$$S_t = \frac{\text{résistance à la compression simple avant remaniement}}{\text{résistance à la compression simple après remaniement}}$$

- Fréquemment : $2 < S_t < 4$
- Pour les argiles dites sensibles : $4 < S_t < 8$

c- Analyse granulométrie (NF P 94-056 et NF P 94-057)

On appelle granulat un ensemble de grains minéraux, de dimensions comprises entre 0 et 125 mm, de provenance naturelle ou artificielle. L'analyse granulométrique permet d'obtenir la répartition en pourcentage des grains solides selon leurs dimensions (Figure III.7). Deux procédures complémentaires sont employées pour réaliser l'essai:

- Par **tamissage** (par voie humide ou sèche) pour les éléments de diamètre $\varnothing \geq 80\mu\text{m}$.

L'analyse granulométrique consiste à déterminer la distribution dimensionnelle des grains constituant un granulat dont les dimensions sont comprises entre 0,063 et 125 mm. On appelle :

- Par **sédimentométrie** pour les éléments de diamètre $\varnothing < 80\mu\text{m}$. Au moyen d'un densimètre, on mesure l'évolution dans le temps de la masse volumique de la solution. La loi de Stokes est appliquée aux éléments d'un sol pour déterminer des diamètres équivalent des particules.

$$V = \frac{(\rho_s - \rho_w)g}{18\eta} D^2$$

Avec : η : viscosité du fluide ; ρ_s : Masse volumique des particules du sol.
 D : diamètre de la sphère ; ρ_w : Masse volumique de l'eau.

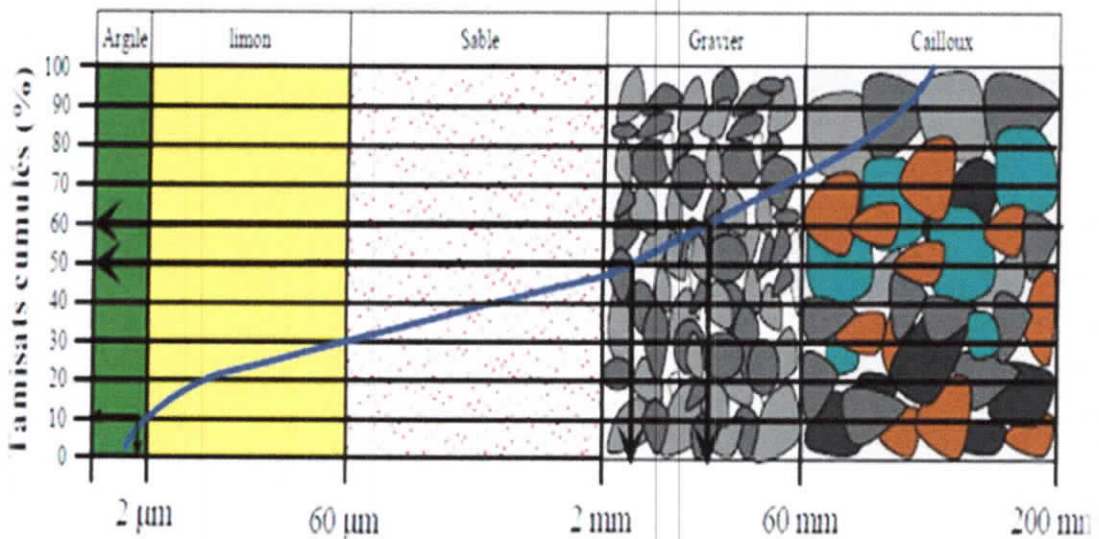


Figure III.6: Courbe d'analyse granulométrique

- Le coefficient d'uniformité de Hazan C_u : $C_u = D_{60}/D_{10}$
- Le coefficient de courbure C_c : $C_c = (D_{30})^2/D_{60} \times D_{10}$

NB : D_i : diamètre correspondant à $i\%$ de pourcentage de tamisât cumulé

➤ Les résultats

On exploitant les données obtenues au laboratoire (Labo INGEO International) sur les différents sols (Tableau III.8).

Tableau III.8: Les limites d'Atterberg

Classification	Sable (Sable argileux, Sable argileux contenant du gravier, Sable fin, Sable limoneux)	Gravier (Gravier argileux, Gravier argileux contenant du sable)	Marne
Teneur en eau (%)	1,00~27,00 (moyenne 14,89)	3,00~11,00 (moyenne 6,90)	12,31~30,00 (moyenne 18,26)
Limite de liquidité (%)	-	-	33,00~53,00 (moyenne 41,33)
Limite de plasticité (%)	-	-	18,00~28,90 (moyenne 21,78)
Indice de plasticité (%)	-	-	14,00~30,00 (moyenne 19,60)

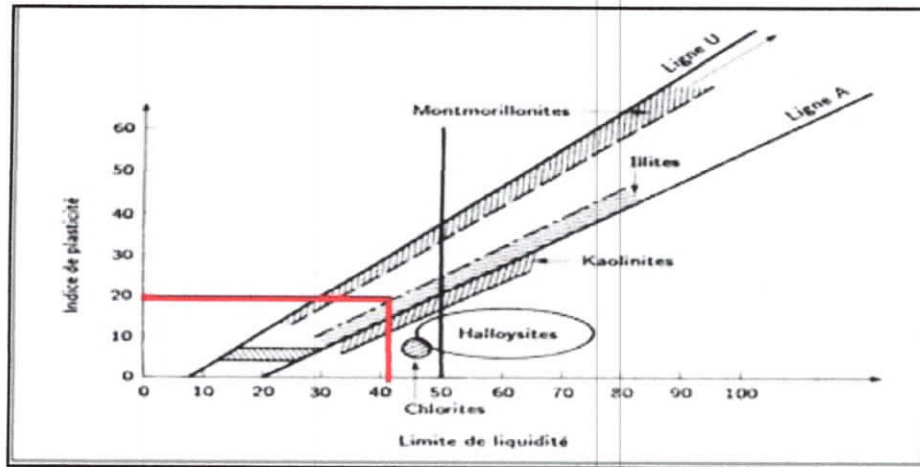


Figure III.7: Position des minéraux argileux les plus communs sur l'abaque de plasticité de casagrande

D'après les résultats tableau (III.5) et la figure (III.7) on déduit la classification du sol est une argile gonflement.

➤ La classification par LCPC

La classification du sol s'est fait suivant le LCPC (voire l'annexe 6). Les critères de classification du sol, pour le cas des Limites d'atterberg, suivent (NF P 94-051) et (NF P 94-058).

- Après Classification par LCPC on déduit la classification suivant :

Tableau III.9 : la classification

Classification	Pourcentage de composition (%)
Ap	40,7
SA-Sm	30,7
SA-SL	18,7
GA-Gm	2,7
Gb	2,0
SA-Sb	2,0
Rest	3,3

At : argile très plastique

Ap : argile peu plastique

Lp : limon peu plastique

Gb : Gravier avec une bonne granularité

Gm : Gravier avec une mauvaise granularité

GL : Gravier limoneux

GA : Gravier argileux

Sb : Sable avec une bonne granularité ; Sm : Sable avec une mauvaise granularité

SL : Sable limoneux ; SA : Sable argileux

IV.3.2 Essai de cisaillement direct (NF P 94-071-1)

La résistance au cisaillement des sols est étudiée à partir de la notion de courbe intrinsèque. En gros les sols comme beaucoup de milieux se rompent lorsque la valeur de la contrainte de cisaillement τ dépasse un certain seuil, fonction de la contrainte normale σ , la rupture d'un sol est d'ailleurs difficile à définir, il n'y a pas de rupture franche mais une déformation continue qui croît en même temps que les contraintes. Dans tous les sols, une partie de la résistance au cisaillement est due au frottement qui se manifeste aux points de contact entre les grains [17].

La contrainte de cisaillement à la rupture sont représentées en fonction de la contrainte normale $\tau = f(\sigma)$ (la courbe intrinsèque). Cette représentation est souvent remplacée par la courbe linéaire de l'équation de Coulomb : $\tau_r = c + \sigma_r \operatorname{tg} \varphi$

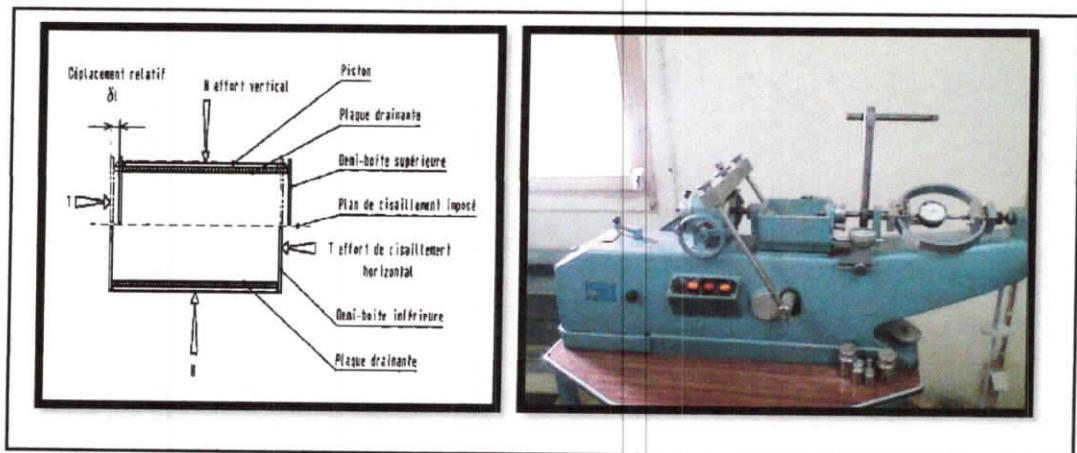


Figure III.8 : Principe d'un essai de cisaillement à la boîte

➤ Les résultats

La figure (III.9) représente les résultats de l'évolution de contrainte de cisaillement en fonction de déformation obtenu par essai de cisaillement directe sur des échantillons d'un sol marneux provenant du sondage (CTB 11), la courbe intrinsèque (la droite de Coulomb) est illustrée sur la figure (III.10).

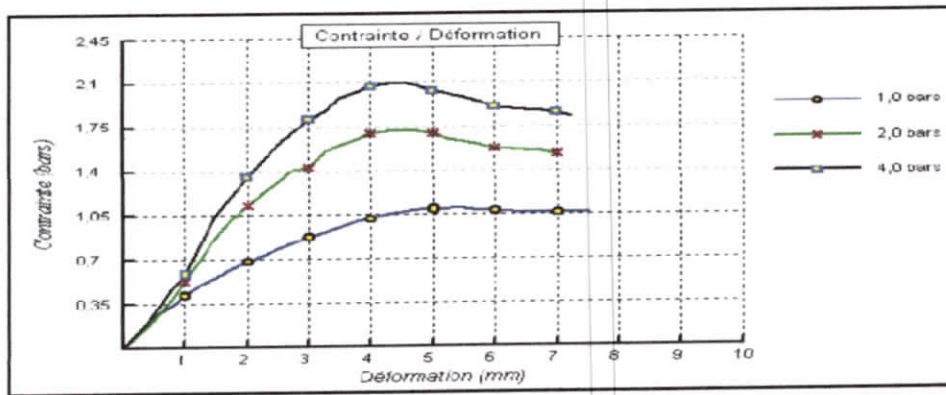


Figure III.9 : les contraintes en fonction des déformations

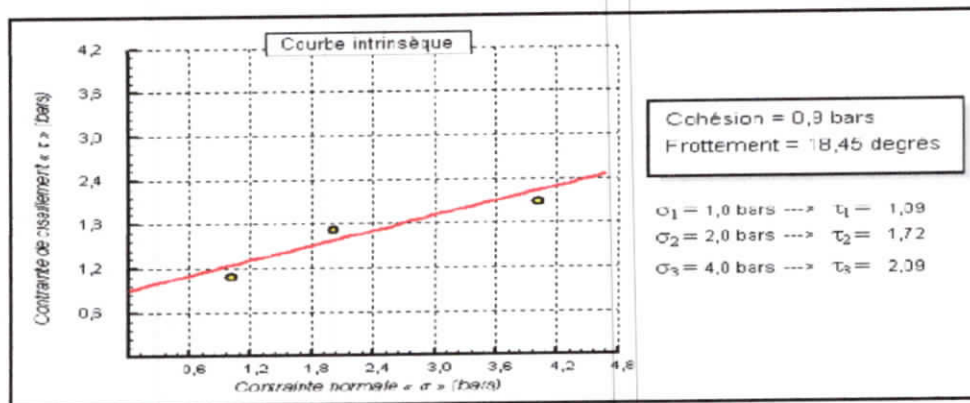


Figure III.10 : la courbe intrinsèque

Le tableau (III.10) regroupe les caractéristiques mécaniques des sols marneux issue différents puits de sondages et obtenu à l'aide de cisaillement directe. Selon ces résultats on constate des différences entre les valeurs des propriétés mécaniques des sols marneux.

Tableau III.10: Résultats de l'essai de cisaillement direct

N°	Profondeur (m)	c (kPa)	φ (°)	Couche
CTB-4	20,5~21,3	103,00	22,51	Marne
CTB-10	18,0~18,5	176,00	17,55	Marne
CTB-11	19,0~20,0	90,00	18,45	Marne
CTB-12	18,0~19,0	11,00	25,41	Marne
CTB-14	22,0~23,0	90,00	11,86	Marne
CTB-23	33,0~33,9	90,00	25,58	Marne

III.3.3 Essai de compression uniaxiale (NF P 94-077)

L'essai de compression uniaxiale est généralement une forme d'essai non consolidé non drainé (essai rapide), c'est une méthode qui permet de déterminer la résistance au cisaillement d'un échantillon, sans pression latérale. La consistance peut être montrée par $c_u = q_u/2$, et dans ce cas, q_u est la résistance à la compression uniaxiale [17].

Des essais de compression uniaxiale ont été réalisés sur des échantillons non remaniés de la couche de marne prélevés pendant les sondages. La figure (III.11), montre les résultats obtenus pour le sol de sondage (CTB 4).

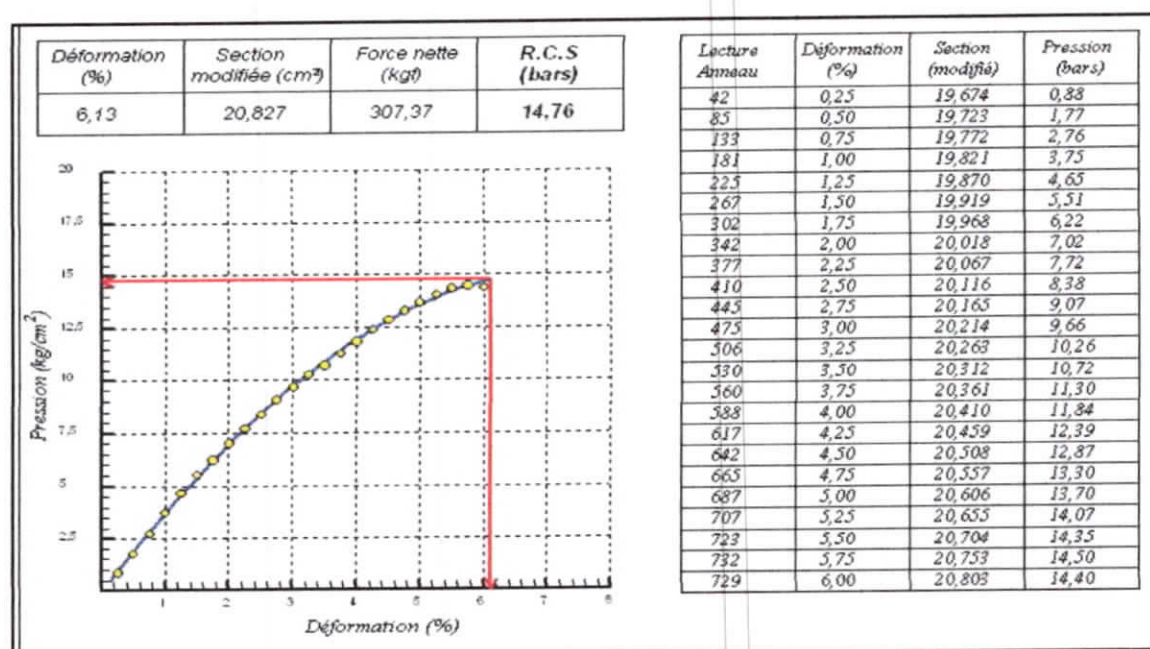


Figure III.11 : représentations des résultats de l'essai de compression uniaxiale

- D'après l'analyse des résultats des différents essais (voir Annexe 3), les valeurs de la contrainte due à la compression uniaxiale des sols marneux, varie entre 324,00~1 476,00 kPa avec une Moyenne de 757,33 kPa, et de même pour la résistance au cisaillement non drainé varient entre 162,00~738,00 kPa, avec une Moyenne de 378,67 kPa.

III.3.4 Essai de tassement standard (NF P 94-090-1)

La consolidation est la réduction graduelle du volume d'un sol complètement saturé, à faible perméabilité due au drainage d'une quantité d'eau dans les pores. Cette action se poursuit jusqu'à ce que l'excès de pression interstitielle Δu générée par l'application d'une surcharge soit complètement dissipé [17].

L'essai oedométrique consiste de soumettre une éprouvette de sol saturé, placée dans un cylindre indéformable ($\epsilon_2 = \epsilon_3 = 0$), à une série de paliers de chargement N_i , appliquant une contrainte verticale σ'_v constante à chaque palier. L'essai permet d'obtenir les paramètres de consolidation, C_c , C_g , P_c . La figure (III.12) représente les résultats de l'essai de tassement standard obtenus pour un sol marneux prélevé au sondage (CTB 12) et le tableau (III.11) regroupe les résultats de cinq sondages.

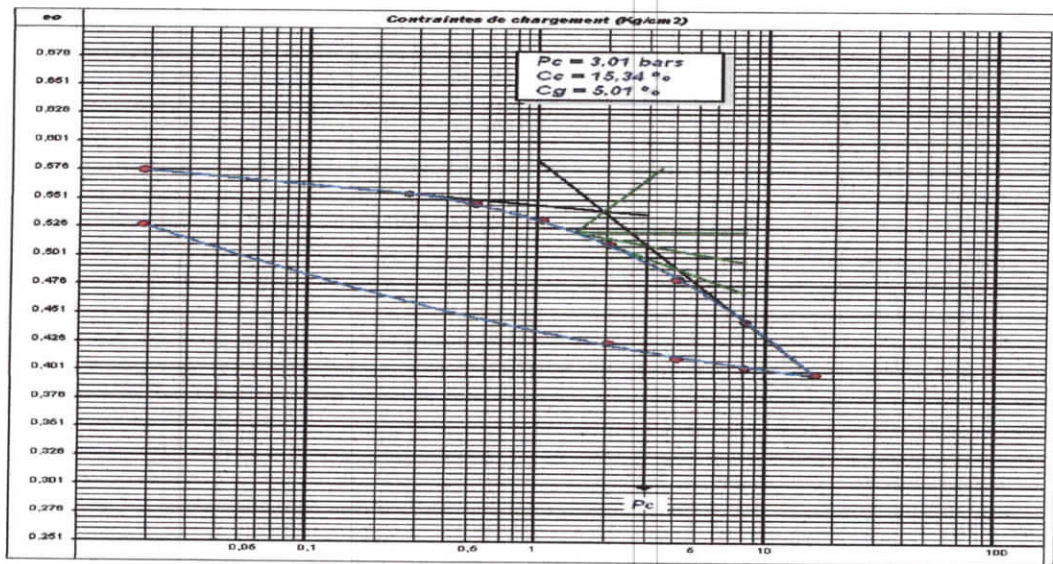


Figure III.12 : représente les résultats de l'essai de consolidation standard

Tableau III.11: Résultats de l'essai de consolidation standard

N ⁰	Profondeur (m)	e ₀	P _c (kPa)	C _c	C _g	OCR
CTB-5	20,5~21,3	0,542	182	0,09	0,031	1,029
CTB-11	19,0~20,0	0,602	245	0,12	0,0482	1,488
CTB-12	18,0~19,0	0,576	301	0,15	0,0501	2,027
CTB-13	21,0~22,0	0,688	344	0,15	0,0437	1,850
CTB-23	24,5~25,3	0,608	323	0,1133	0,0275	1,425

D'après les résultats des essais de compression on peut déduire les valeurs moyennes de certains paramètres :

- la pression de préconsolidation : 277,17 kPa
- l'indice de compression : 0,105
- l'indice de gonflement : 0,0338
- Le rapport de sur consolidation (OCR) : 1,527

III.3.5 Essai triaxial (NF P 94-070 et NF P 94-074)

L'essai de compression triaxiale permet de mieux identifier les propriétés mécaniques des matériaux, car il affecte l'état de contraintes in situ. Ce type d'essai permet de contrôler et de mesurer la pression interstitielle, d'appliquer une gamme de pression de confinement pour consolider initialement l'échantillon à un état de contraintes prédéfini [17]. Les différents types d'essai réalisables sont :

- essai UU (Unconsolidated-Undrained) : essai non consolidé non drainé effectué sur matériau saturé ou non
- essai CU (Consolidated-Undrained) : essai consolidé non drainé sur matériau saturé ou non
- essai CD (Consolidated-Drained) : essai consolidé drainé sur matériau saturé

a) Essai non consolidé non drainé (UU)

L'essai étant rapide, la représentation ne peut se faire qu'en contraintes totales. Cet essai permet de définir la résistance à court terme du sol.

L'échantillon est d'abord soumis à une pression de confinement isotrope σ_3 , le drainage étant fermé. On lui applique ensuite le déviateur jusqu'à obtention de la rupture, et ce également sans possibilité de drainage. L'essai est répété pour au moins trois échantillons identiques. En fin on trace les cercles de Mohr correspondant au moment de rupture, puis on trace la tangente commune représentant la courbe intrinsèque pour le sol.

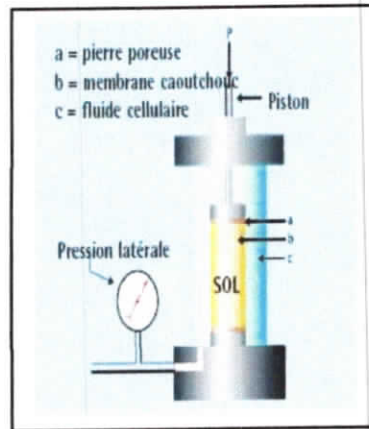


Figure III.13 : appareille triaxail (UU)

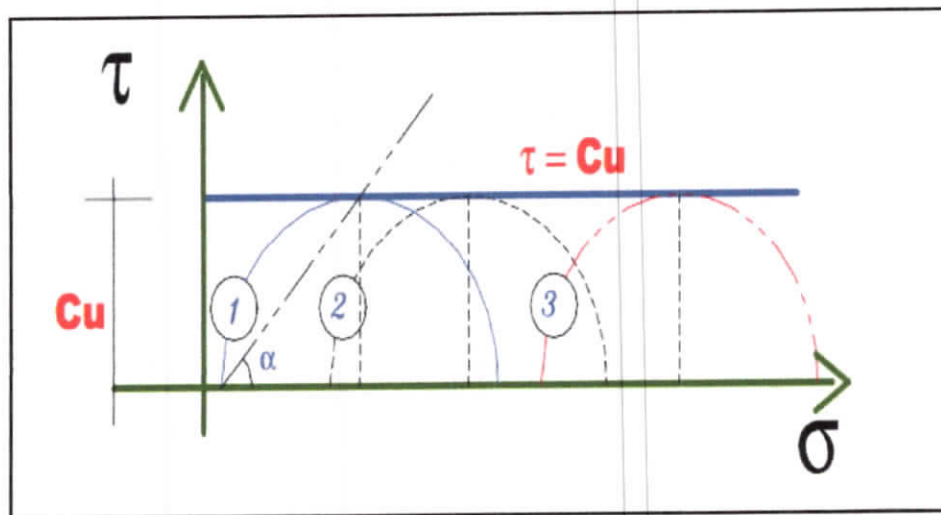


Figure III.14 : la courbe intrinsèque (UU)

$$\tau = C_u \quad \sigma = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$$

- En terme de contraintes principales : $C_u = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$

La figure (III-15) montre le résultat d'un essai triaxial UU obtenu au niveau de laboratoire (Labo INGEO International), on note que la courbe intrinsèque n'est pas parallèle à l'axe des contraintes normales et donc un angle d frottement $\varphi > 0$, ce qui est en contradiction avec la théorie $\varphi = 0$, la seule explication pour ce résultat, les échantillons ne sont pas complètement saturé avant le début l'essai, c à d le paramètre de Skempton $B < 1$.

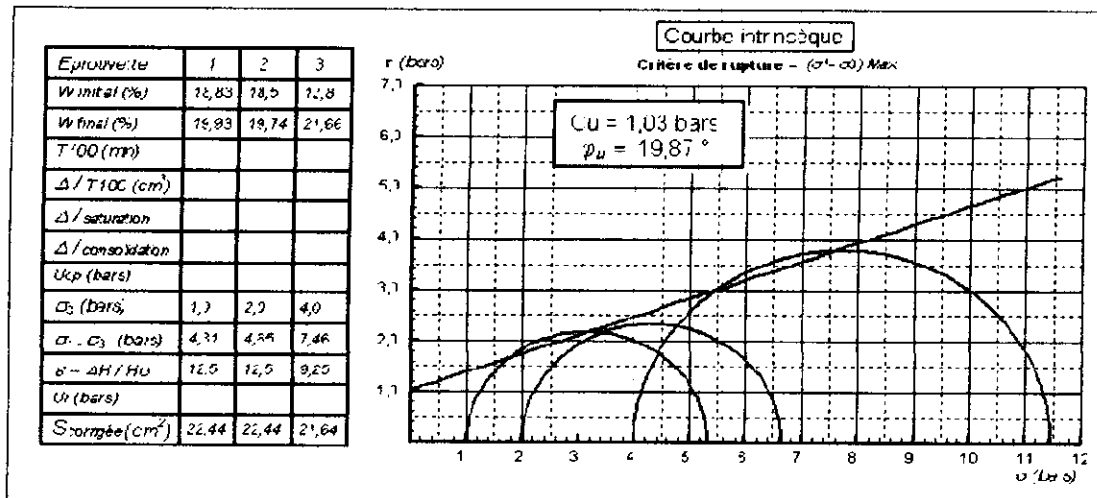


Figure III.15 : la courbe intrinsèque de l'essai de triaxial UU (Labo INGEO International)

➤ Les résultats

D'après les résultats des essais de compression triaxiale (UU test) on peut déduire les valeurs moyennes de certains paramètres :

Engle de frottement interne φ_u (°) : 19.24

La cohésion c_u (kPa) : 140.5

b) Essai Consolidé Drainé(C.D)

L'éprouvette est d'abord consolidée sous la contrainte sphérique σ₃ jusqu'à ce que la pression interstitielle u soit devenue nul. On applique alors le déviateur à une vitesse telle qu'aucune nouvelle pression interstitielle ne puisse se manifester en cours d'application. Cet essai permet de mesurer les caractéristiques à long terme du milieu puisque seul le squelette solide s'oppose au cisaillement. On a à chaque instant : σ = σ' ; la relation de coulomb peut donc s'écrire :

$$\tau_f = c' + \sigma' \operatorname{tg} \varphi'$$

- c' et φ' désigne les caractéristiques effectives (à long terme) du sol.

En ce qui concerne les sols sans cohésion (pulvérulents) la relation précédente s'écrit :

$$\tau_f = \sigma' \operatorname{tg} \varphi'$$

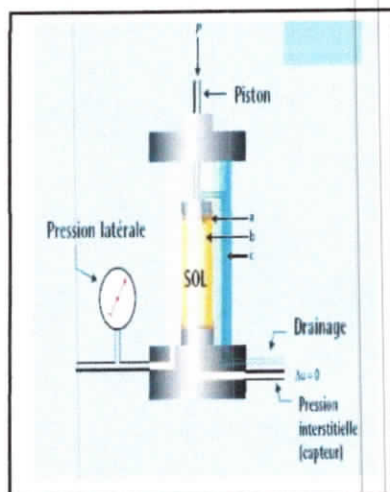


Figure III.16 : appareille triaxial (C.D)



Figure III.17 : la courbe intrinsèque (CD)

Théoriquement l'inclinaison de du plan de rupture par rapport au plan principal de σ_1 : $\alpha = \pi/4 + \phi'/2$.

Le critère de rupture de Mohr Coulomb est :

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 K + 2 c' \sqrt{K} \quad \text{avec} \quad K = \tan^2 (\pi/4 + \phi'/2)$$

La figure (III.18), montre les résultats d'essai triaxial sur trois échantillons de marne issue de sondage (CTB 9) et le tableau (III.12) regroupe tous les résultats. On remarque que les valeurs de l'angle de frottement sont plus au moins semblables cependant la cohésion a une moyenne de 53 kPa.

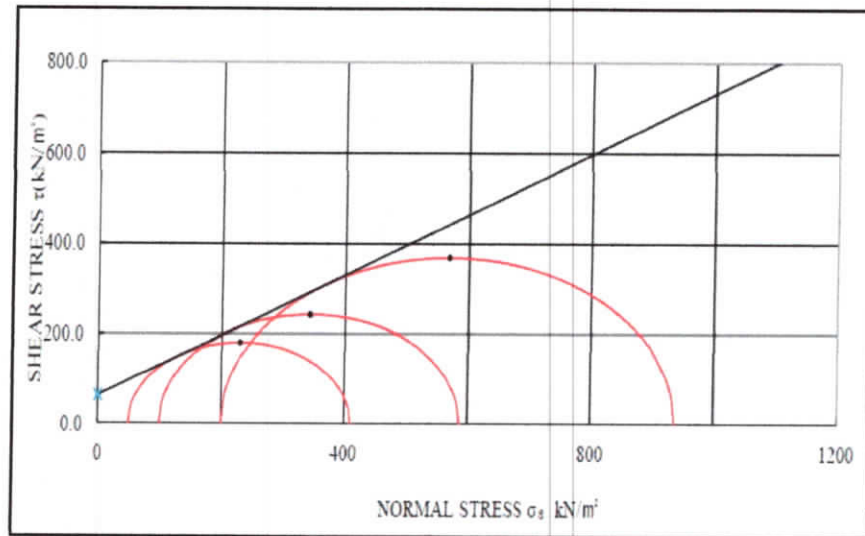


Figure III.18 : la courbe intrinsèque de l'essai triaxial CD

Tableau III.12: Essai de compression triaxiale (CD test) Résultats

N ^o	Profondeur (m)	Ccd (kPa)	ϕ_{cd} (°)	Couche
CTB-5	20,5~21,3	56,26	35,00	Marne
CTB-9	20,0~20,7	59,70	34,90	Marne
CTB-11	19,0~20,0	62,78	33,80	Marne
CTB-12	18,0~19,0	43,74	33,60	Marne
CTB-13	21,0~22,0	45,41	33,50	Marne
CTB-18	24,0~25,0	52,80	33,30	Marne

III.4 Les essais in situ

Durant ces dernières décennies, les essais in-situ sont devenus une moyenne de reconnaissance plus adéquate de sol, qui permet de les tester dans ces conditions de site. Nous abordons trois essais parmi les plus courants. Deux d'entre eux, le pénétromètre statique et le pressiomètre sont des essais fondamentaux pour les reconnaissances préalables à l'étude des fondations et pour leur dimensionnement.

III.4.1 Essai de pénétration standard (NF P 94-116)

L'essai de pénétration dynamique est sans doute le plus ancien des essais géotechniques in situ, son principe demeurant très simple, à l'instar du clou que l'on enfonce dans une planche grâce à un marteau. L'essai SPT consiste à enfoncer dans le terrain, par battage, un carottier fendu, de conception et de dimensions normalisées, à l'intérieur d'un forage préalablement réalisé à l'aide d'une foreuse rotative [17].

L'opération s'effectue par passes successives de 0.45 m de pénétration du carottier, à l'aide d'un marteau pesant 63.5 kg et tombant en chute libre d'une hauteur de 0.76 m sur la tête d'un train de tiges. Le nombre de coups pour chaque enfoncement de 0.15 m est enregistré. La valeur SPT (indice N) est le nombre de coups correspondant aux deux derniers enfoncements du carottier soit 0.30 m. Cet indice permet l'estimation de la compacité ou de la consistance des sols traversés. Les essais de pénétration standard ont été réalisés à l'aide d'un marteau automatique, fournissant une énergie effective au train de tiges d'environ 80% de l'énergie potentielle de chute libre théorique. L'essai SPT est réalisé à intervalles réguliers de 1.50 mètre.

Cet essai permet d'une part, de tracer le profil de pénétration (indice SPT en fonction de la profondeur) et, d'autre part, de fournir des informations sur la nature du sol et de prélever des échantillons de sol remaniés destinés à la réalisation d'essais physiques en laboratoire.

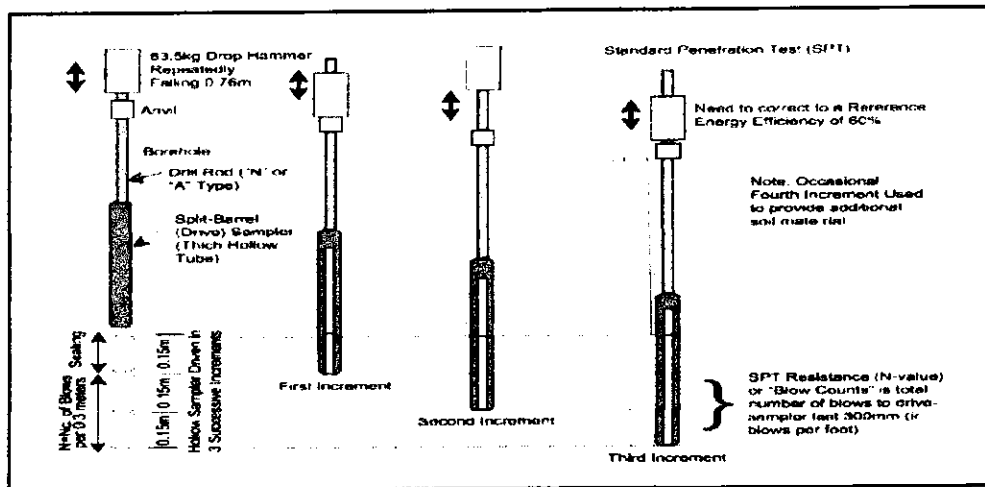


Figure III.19 : la réalisation de l'essai spt

D'après l'analyse des résultats (voire annexe 4), on déduit La valeur N dans les zones se présente comme suit. Les couches se répartissent en couche d'argile, couche de limon, couche de sable, couche de gravier et en couche de marne (Tableau III.13).

Tableau III.13: Analyse des caractéristiques de la répartition des couches

Classification	Epaisseur (m)	Profondeur		Valeur de N
		ZH(-)m	(GL,-m)	
Argile et limon	7,9	11,46	13,4	15/30~30/30 (moyenne 26/30)
Sable	1,2~21,3	2,46~23,86	-	4/30~50/22 (moyenne20/30)
Graiver	1,0~6,1	13,76~22,56	1,20~12,0	15/30~50/6 (moyenne50/23)
Marne	5,4~20,30	18,24~27,16	5,20~21,30	21/30~50/18 (moyenne 43/30)

III.4.2 Essai pressiométrique (NF P 94-110)

L'essai pressiométrique est un essai de chargement de sol sur place effectué au sein même du terrain grâce à la réalisation préalable d'un forage. Le pressiomètre représente un type d'essai géotechnique évolué puisqu'il permet d'obtenir une relation entre contrainte (pression appliquée) et déformation (variation du volume d'eau dans la sonde). L'analyse des résultats permet d'obtenir, pour une profondeur donnée, les caractéristiques mécaniques du sol. Le pressiomètre est constitué de trois éléments principaux (Figure III.20) [17]:

- **Un contrôleur pression-volume (C.P.V)**

Il permet d'exercer les pressions dans la sonde et de mesurer la variation correspondante de volume de celle-ci. Il comprend un réservoir de liquide à niveau visible (eau additionnée d'un peu d'antigel coloré afin d'améliorer la visibilité du ménisque) ainsi qu'un système de mise en pression (manomètres pouvant atteindre 100 bars).

- **Une sonde pressiométrique**

La sonde se présente sous la forme d'un unique cylindre en acier, dont la partie centrale de mesure est recouverte d'une membrane souple. Elle est constituée de deux cellules de gardes et une cellule centrale de mesure. Lors de l'essai, l'opérateur met sous pression les deux cellules de garde grâce à un gaz comprimé, tandis que la cellule de mesure est remplie par le liquide, exerçant ainsi sur la paroi du forage des pressions rigoureusement uniformes. Les déplacements de cette paroi s'accompagnent donc d'une augmentation de volume de la sonde qui est alors lue, pour chacune des pressions, en fonction du temps.

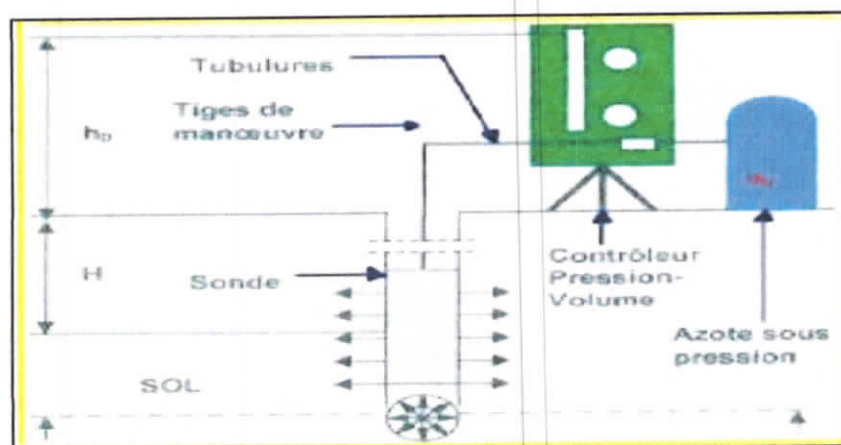


Figure III.20 : schéma illustratif de l'essai pressiométrique

Trois paramètres du sol sont notamment déduits :

- le module pressiométrique E_M qui définit le comportement pseudo-élastique du sol;
- la pression limite p_l qui caractérise la résistance de rupture du sol ;
- La pression de fluage p_f qui définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et l'état plastique.

- Le module de déformation pressiométrique E_M

A un coefficient près, ce module est égal à l'inverse de la pente de la partie linéaire de la courbe pressiométrique nette. Cette partie linéaire représente en fait une réaction pseudo-élastique du sol sous la sollicitation pressiométrique. Le module E est directement lié à la compressibilité du sol ; c'est pourquoi il est utilisé dans les calculs de tassements de sols.

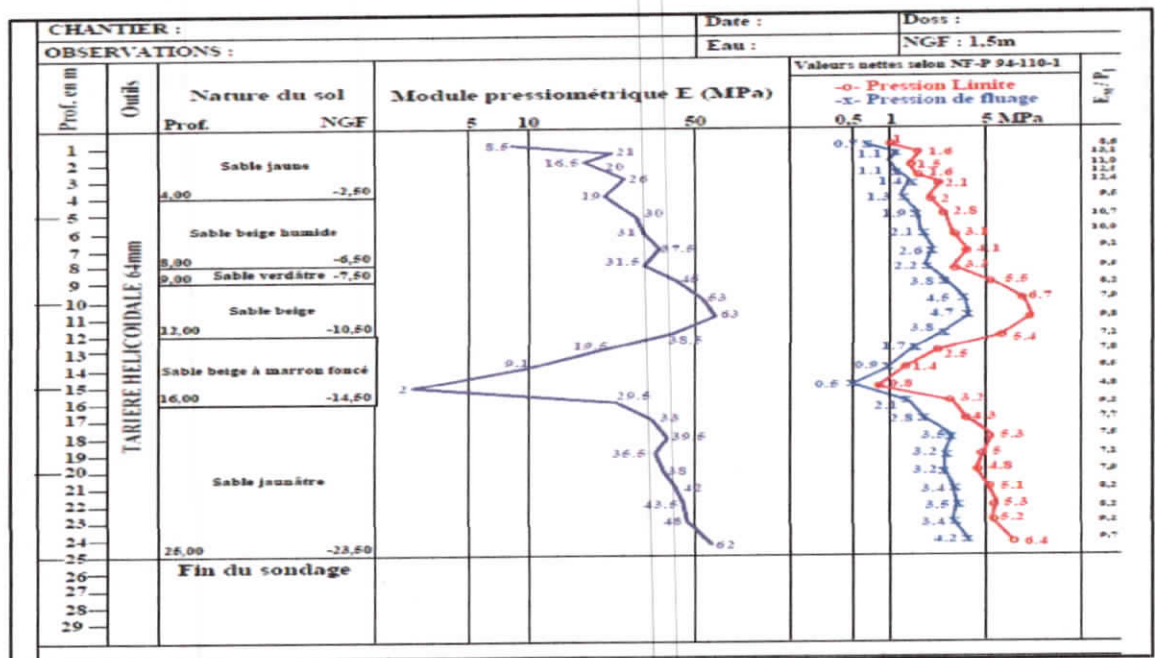


Figure III.21: présentation des résultats d'un sondage pressiométrique

$$E_M = 2(1 + \nu)[V_s + (V_1 + V_2) / 2](P_2 - P_1)/(V_2 - V_1)$$

E_M : module de déformation ; ν : coefficient de Poisson

V_s : capacité de l'unité de mesure centrale du compteur

P_2, V_2 : capacité et pression du domaine élastique après un temps Δt

P_1, V_1 : capacité et pression du domaine élastique au départ

- Les résultats des essais pressiométriques sont les suivants (tableau III.14)

Tableau III.14: Résultats des essais pressiométriques

N°	Profondeur (GL.-m)	Couche	Module de déformation E_M (MPa)	Pression limite P_L (MPa)	Valeur de N
CTB-10	14,0	Sable	47,40	0,778	21/30
	22,0	Marne	81,14	2,527	44/30
CTB-14	9,0	Sable	61,44	1,360	32/30
	18,0	Marne	43,45	0,812	20/30

Selon les résultats obtenus par deux essais pressiométriques :

- Couche de Sable :

Module de déformation $E_M = 54,4\text{MPa}$ et Pression limite $PL = 1,096\text{ Mpa}$

- Couche de Marne :

Module de déformation $E_M = 62,3\text{MPa}$ et Pression limite $PL = 1,669\text{ Mpa}$

III.4.3 Essais de pénétromètre ynamique lourd (NF P 94-115)

Le sondage au pénétromètre dynamique lourd (PDL) est un moyen de reconnaissance géotechnique qui teste le terrain en place et fournit des caractéristiques du sol. Cet essai consiste à faire pénétrer dans le sol par battage un train de tiges lisses et se terminant par une pointe dont les dimensions sont normalisées. Le tout battu à l'aide d'une masse tombant d'une hauteur constante. Le nombre de coups nécessaires à l'enfouissement d'une longueur définie de tiges est alors comptabilisé. Les caractéristiques de L'appareil utilisé pour cet essai (figure III.21) sont les suivantes [7]:

Masse du mouton (M).....63,5 Kg

Hauteur de chute(H).....0.75 m

Masse de l'enclume.....21,89 kg

Poids unitaire de tige.....5.73 Kg

La résistance dynamique en pointe (R_p) est obtenue à partir de la formule dite des Hollandais, qui s'exprime comme suit :

$$R_p = \frac{M^2 \cdot H}{A \cdot e(M + P)}$$

Avec :

M : masse du mouton ; **H** : hauteur de chute du mouton ; **A** : section de la pointe

P : masse passive associée aux poids des tiges ; **e** : enfoncement par coup de mouton.

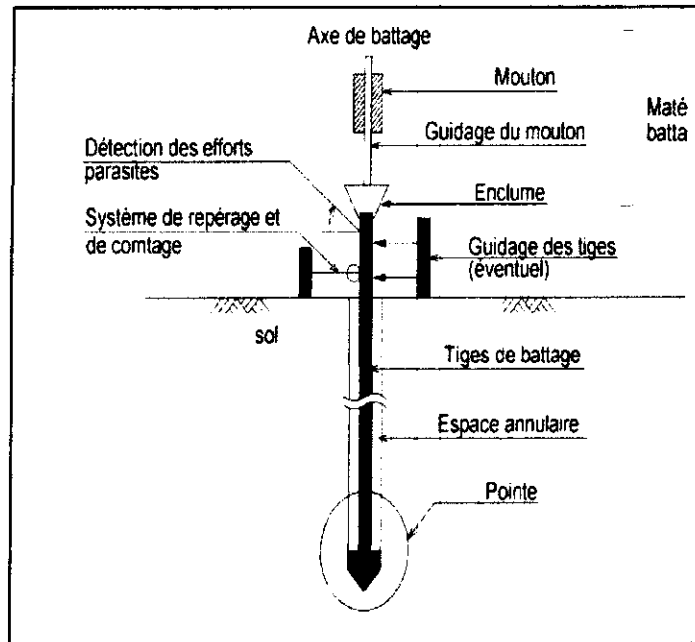


Figure III.22 : Schéma étuve panoramique d'essai de pénétromètre dynamique lourd

- les deux essais sont réalisés, et les résultats pour différentes couches sont regroupés dans le tableau (III.15).

Tableau III.15: les résultats de l'essai de pénétromètre dynamique lourd

N°	Profondeur (-m)	Couche	Nbre coups (N)	Résistance au cône (MPa)
CTB-23	0,00~1,00	Couche enterré (Sable)	4~6	3,58~5,33
	1,00~2,00	Couche enterré (Sable)	9~15	7,26~12,20
	2,00~3,40	Couche enterré (enrochement)	11~50	8,31~24,63
CTB-24	0,00~1,00	Couche enterré (Sable)	2~5	1,82~4,39
	1,00~2,00	Couche enterré (Sable)	2~3	1,61~2,47
	2,00~3,00	Couche enterré (Sable)	1~5	0,75~3,74
	3,00~3,50	Couche enterré (Sable)	5~6	3,49~4,25
	3,50~4,20	Couche enterré (Gravier)	4~7	2,63~4,95
	4,20~5,00	Couche enterré (Sable)	4~9	5,29~5,92
	5,00~6,00	Couche enterré (Sable)	9~12	4,95~7,41
	6,00~7,00	Couche enterré (Sable)	8~41	6,39~27,38

Selon les résultats obtenus par deux essais de pénétration dynamique lourde : La résistance au cône (Rd) est 7,94MPa.

III.4.4 L'essai de perméabilité (NF P 94-131 ; P 94-132)

La perméabilité du sol indique la propriété de transmission de l'eau ou de l'air, elle est étroitement dépendante de la texture et de la structure du sol. Selon la nature de sol, il existe deux d'essai in situ [7]:

- Le premier type dit «essai a charge constante », consiste à mesurer le temps nécessaire pour injecter un volume de fluide à travers le sol, pour différents palier de pression d'injection. Il s'applique aux massifs rocheux et sols cohérents de résistance mécanique compatible avec la pression d'eau imposée pendant l'essai.
- Le deuxième dit « essai à charge variable », les mesures se réalisent à partir d'un tube enfoncé dans le forage, à une profondeur donnée. On remplit le tube d'eau et l'on mesure l'abaissement du niveau d'eau en fonction du temps. Il s'applique à tous les sols fins, généralement sous nappe ou saturé dont le coefficient de perméabilité est supposé supérieur à 10^{-6} m/s.

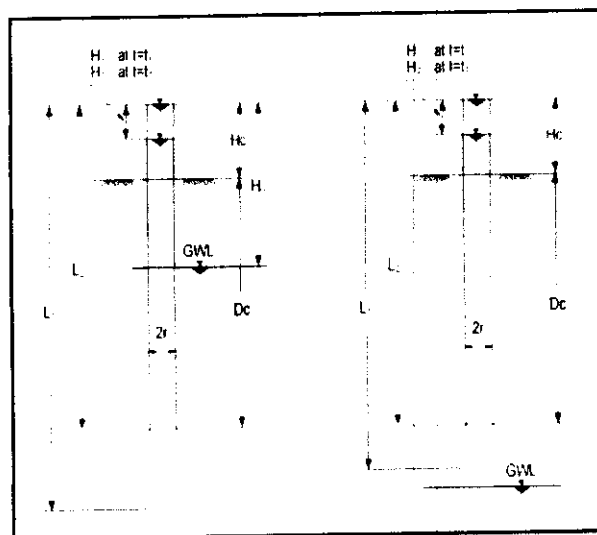


Figure III.23: Schéma et vue panoramique (Essai de perméabilité)

Deux expressions pour le calcul de perméabilité sont

- Au cas où la profondeur donnée pour l'essai est au-dessous de la nappe phréatique

$$K = \frac{r^2}{2(L_2 - L_1)(t_2 - t_1)} \ln\left(\frac{L_1 - L_2}{r}\right) \ln\left(\frac{(H_c + D_c) - H_1}{(H_c + D_c) - H_2}\right)$$

- Au cas où la profondeur donnée pour l'essai est au-dessus de la nappe Phréatique

$$K = \frac{r^2}{2(L_1 - L_2)(t_2 - t_1)} \ln \left| \frac{L_1 - L_2}{r} \right| \left| \ln \left| \frac{(H_1 + H_G)}{(H_1 + D_G)} \right| \right|$$

K : coefficient de perméabilité (cm/sec)

r : rayon de la chambre (cm)

L₁ : distance entre le haut de la chambre et le fond du forage (cm)

L₂ : distance entre le haut et le fond de la chambre (cm)

t₁, t₂ : temps passé (sec)

H₁, H₂ : descente de l'eau selon la progression du temps (cm)

H_c : hauteur de la chambre sur le sol (cm)

D_c : hauteur de la chambre sous le sol (cm)

H_G : distance entre le haut de la chambre et la nappe phréatique (cm).

Tableau III.16: les résultats de l'essai de perméabilité

N ⁰	Profondeur(GL.-m)	Valeur de N	Coefficient de perméabilité (m/sec)	Couche
CTB-23	6,0~7,0	15/30	2,12×10 ⁻⁶	Sable
	25,5~26,5	33/30	9,14×10 ⁻⁸	Marne(sol)
CTB-24	15,0~16,0	43/30	1,39×10 ⁻⁵	Gravier
	17,0~18,0	9/30	1,42×10 ⁻⁶	Sable

Selon les résultats des essais de perméabilité in situ, le coefficient de perméabilité :

- montre un champ de 1,42×10⁻⁶ ~ 2,12×10⁻⁶ m/sec pour la couche de sable ;
- montre un champ de 1,39×10⁻⁵ cm/sec pour la couche de gravier ;
- montre un champ de 9,14×10⁻⁸ cm/sec pour la couche de marne.

IV.5 les valeurs des caractéristiques du terrain retenues

On a calculé les caractéristiques de la couche du sable et marne à l'aide des formules empiriques, formules proposées, essais en laboratoire et in situ [20].

III.5.1 Sable

III.5.1.1 Poids unitaire

➤ Documents

Les documents utilisés pour le calcul du poids unitaire sont les suivants.

- Documents (Braja M.Das, 1995) (voir annexe 5)
- Nous propositions des poids unitaires à l'aide des documents et essais en laboratoire (tableau III.17).

Tableau III.17: Propositions de poids unitaires

Type	Poids unitaire (kN/m ³)		
	Documents	Essais en la boratoire	Propositions
Sable (Sable argileux, Sable fin de la neutralité, Sable argileux contenant du gravier, Sable limoneux)	18,0~21,0	19,4~25,9	19,0

III.5.1.2 Cohésion et angle de frottement interne

➤ Documents

Documents utilisés pour le calcul de l'angle de frottement interne:

Documents (Hunt, 1984) et Ingénierie des pentes rocheuses (1981)(voir l'annexe14).

➤ Formule empirique (Utilisation de la valeur N de SPT)

- Ozaki : $\phi = \sqrt{20N} + 15$; Terzaghi & Peck : $\phi = 0,3N + 27$; Dunham : $\phi = \sqrt{12N} + 20$

Les résultats du calcul de l'angle de frottement interne à l'aide de la valeur N sont les suivants (tableau III.18).

Tableau III.18: Les résultats du calcul de l'angle de frottement intérieur

Couche	Valeur N	Angle de frottement interne (°)		
		Ozaki	Terzaghi & Peck	Dunham
Sable	19/30	35,10	34,49	32,70

- Les résultats des calculs de l'angle de frottement interne et de cohésion à l'aide des essais en laboratoire et in situ, formules empiriques et documents sont comme les suivants (tableau III.19).

Tableau III.19: Proposition de l'angle de frottement interne et de cohésion

Type	Angle de frottement interne (°)			Cohésion (kPa)	
	Documents	Formule empirique	Propositions	Documents	Propositions
Sable	29,0-37,0	32,70-35,10	32,5	10,0	10,0

III.5.1.3 Module de déformation et Coefficient de Poisson

➤ Documents

- Les documents utilisés pour le calcul du module de déformation (voir annexe 5)

➤ Formule empirique (Utilisation de la valeur N de SPT)

- Yoshinaka : $E \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 6,78N \times 0,998$
- Histake : $E \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 5N + 70$
- Bowel : $E \text{ (kPa)} = 766N$
- Schemertmann : $E \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = \alpha N$,
 α = paramètre en fonction de la qualité du sol
- Les résultats des calculs et les équations de prédiction pour le module de déformation avec les valeurs N sont les suivants (tableau III.20).

Tableau III.20 : Résultats de calcul formule empirique (Utilisation de la valeur N)

Type	Valeur N	Module de déformation (MPa)			
		Yoshinaka	Histake	Schemertmann	Bowel
Sable	19/30	12,81	16,50	13,30	14,55

Tableau III.21: Propositions de module de déformation et de coefficient de Poisson

Couche	Module de déformation (MPa)				Coefficient de Poisson (ν)	
	Documents	Formule empirique	Essais in situ	Propositios	Documens	Propositions
Sable	8 ~ 80	12,81~ 16,50	47,40~61,44	50,00	0,20~0,45	0,30

toutes les caractéristiques de sable sont regroupées dans le tableau (III.22)

Tableau III.22: Les caractéristiques de Sable

Type	Poids unitaire (kN/m ³)	Cohesion (kPa)	Angle de frottement intérieur (°)	Module de déformation (MPa)	coef de Poissn (ν)
Sable	19,0	10,0	32,5	50,00	0,30

III.5.2 Marne

III.5.2.1 Poids unitaire

➤ Documents

Les documents utilisés pour le calcul du poids unitaire sont les suivants.

- Documents (Braja M.Das, 1995) (voir l'annexe 5).

➤ Calcul pour la proposition de poids unitaires

- Nous propositions des poids unitaires à l'aide des essais en laboratoire et de documents (tableau III.23).

Tableau III.23 : Propositions de poids unitaires

Type	Poids unitaire (kN/m ³)	
	Documents	Propositions
Marne	15,0~22,0	21,0

V.2.2 Cohésion et angle de frottement interne

On a calculé la consistance et l'angle intérieur de frottement de la couche de marne en Utilisant les données existantes (travaux d'élargissement de la digue du port de Djen Djen En Algérie, services de conception d'appel d'offres et travaux de construction du terminal à Conteneurs du port de Djen Djen en Algérie) et les essais en laboratoire (essai de Cisaillement direct, essai de compression triaxiale).

➤ **Données existant**

Tableau III.24 : Données existant

Couche	c_u (kPa)	ϕ_u (°)	c_{CD} (kPa)	ϕ_{CD} (°)
Marne	22,1~509,2	2,0~8,76	36,0~100,0	25,29~26,38

➤ **Essais en laboratoire**

Tableau III.25 : les résultats des Essais en laboratoire

Couche	c_{uu} (kPa)	c_{CD} (kPa)	ϕ_{CD} (°)
Marne	11,00~738,00	43,74~62,78	33,50~35,00

➤ **Calcul pour la proposition de l'angle de frottement interne et de cohésion**

Tableau III.26: Résistance au cisaillement non drainé

Type	c_u (kPa)		
	Données existants	Essais en laboratoire	Propositions
Marne	22,1~509,2	11,00~738	120

Tableau III.27: Résistance au cisaillement drainé

Type	c_{CD} (kPa)			ϕ_{CD} (°)		
	Données existants	Essais en laboratoire	Propositions	Données existants	Essais en laboratoire	Propositions
Marne	36,0~100	43,74~62,78	53	25,29~26,38	33,50~35	34

III.5.2.3 Module de déformation et coefficient de Poisson

➤ **Documents**

Les documents utilisés pour le calcul du module de déformation (voir l'annexe 5)

➤ **Essais in situ (essais pressiométriques)**

- Les modules de déformation obtenus à l'aide des essais pressiométriques sont les suivants. (tableau III.28).

Tableau III.28: Résultats de calculs à l'aide des essais pressiométriques

Couche	Marne
Module de déformation (MPa)	4,70 ~ 85,20 (moyenne 28,60)

➤ Calcul pour la proposition de module de déformation et de coefficient de Poisson

Tableau III.29 : Propositions de module de déformation et de coefficient de Poisson

Couche	Module de déformation (MPa)				Coefficient de Poisson(ν)	
	Documents	Formule empirique	Essais in situ	Propositions	Documents	Propositions
Marne	2 ~ 24	4,70~85,20	43,45~81,14	40	0,20~0,50	0,30

Toutes les caractéristiques de sable sont regroupées dans le tableau (III.30)

Tableau III.30: Les caractéristiques de Marne

Type	Poids unitaire (kN/m^3)	c_u (kPa)	c_{CD} (kPa)	φ_{CD} (°)	Module de déformation (MPa)	Coeff de poisson (ν)
Marne	21,0	120,0	53,0	34,0	40,00	0,30

III.5.3 Caractéristiques de consolidation (C_c , P_c , OCR)

- Les paramètres de consolidation obtenus par les essais en laboratoire sont les suivants. (tableau III.31).

Tableau III.31 : Caractéristiques de consolidation

Type	e_0	Indice de compression (C_c)	Indice de recompression (C_g)	OCR
Essais en laboratoire	0,533~0,688	0,0067~0,15	0,002~0,0501	0,747~2,027
Propositions	0,592	0,105	0,034	1,428

III.6 Conclusion

A l'heure actuelle, la réalisation d'un ouvrage ne se fait pas sans l'étude du sous sol dite étude géotechnique. La campagne de reconnaissance géotechnique révèle que le sous sol de la zone de port de Djen Djen est composé essentiellement de deux couches principales, une couche supérieure de sable dont l'épaisseur varie entre 6 à 8 m surmonte une couche de marne allant jusqu'à une profondeur de 40 m.

Malgré le grand nombre d'essais réalisés au laboratoire et in situ, l'évaluation des caractéristiques géotechniques des sols est basée sur la combinaison des résultats expérimentaux avec des données obtenues à partir des documents réglementaires ainsi celles calculées à l'aide des formules empiriques, et cela à cause de caractère aléatoire des propriétés des sols.

chapitre IV

La stabilité d'un caisson

IV.1 Introduction

Les caissons sont des éléments structuraux lourds en béton armé avec des grandes dimensions, fabriqués sur des aires sur des rivages, puis transportés par flottation pour les installer à l'eau profonde dans leurs positions finales.

Deux types de stabilité sont considérés :

- Stabilité de caisson durant son transport par flottation.
- Stabilité de caisson après son installation vis-à-vis renversement, glissement ou poinçonnement de sol.

IV.2 Méthode de l'étude de stabilité des caissons

IV.2.1 Stabilité en flottaison

La stabilité est calculée afin d'empêcher le caisson en flottaison de se retourner ou de se pencher à cause de ses propres forces [2].

La condition suivante doit être vérifiée pour assurer la stabilité des caissons

$$\frac{I}{V} - \overline{CG} = \overline{GM} > 0$$

Pour assurer la stabilité, GM doit être supérieure à 5% du tirant d'eau.

Avec :

V : volume de drainage (m³)

I : moment quadratique de l'axe majeur de la surface immergée (m⁴)

C : centre de flottaison

G : centre de gravité

M : métacentre

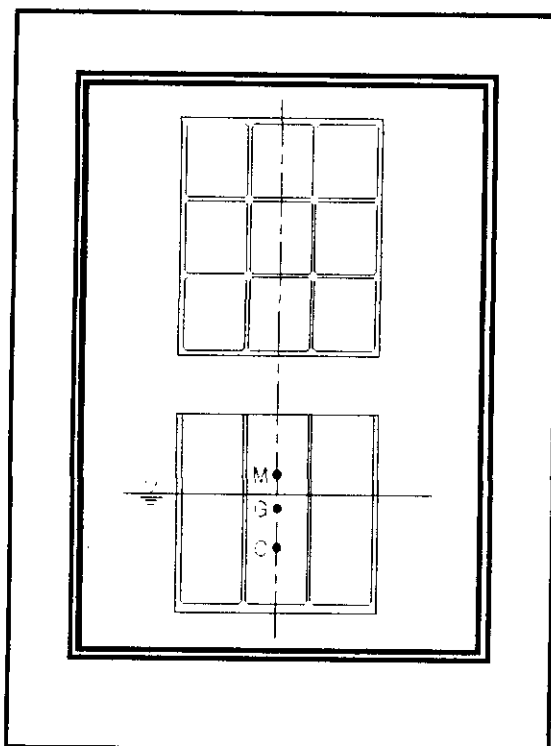


Figure IV.1 : coupe de caisson

▪ Examen de la stabilité lors du flottement

a) Volume, poids et localisation du centre du caisson

Le tableau (IV.1) représente Les résultats de calcul de volume, poids et localisation du centre du caisson à l'aide des formules empiriques.

$$w = V * \gamma$$

$$M_x = W * X$$

$$M_y = W * Y_G$$

Tableau IV.1 : Volume, poids et localisation du centre du caisson

Désignation	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	$V(\text{m}^3)$	W (kN)	$X_G(\text{m})$	$Y_G(\text{m})$	$M_x (\text{kN}\cdot\text{m})$	$M_y (\text{kN}\cdot\text{m})$
Caisson	26,00	2436,67	63353,42	12,83	7,09	812917,53	449454,72
plaque d'étanchéité	78,50	1,03	80,86	2,98	16,50	241,19	1 334,11
Σ			63434,28	12,82	7,11	813158,72	450788,83
Pied	26,00	168,79	4388,49	10,30	0,54	45215,43	2353,13

b) Calcul de stabilité s'il n'existe pas des matériaux de remplissage Pour que le caisson soit stable, il doit satisfaire à la formule suivante.

$$\frac{I}{V} - \overline{CG} = \overline{GM} > 0$$

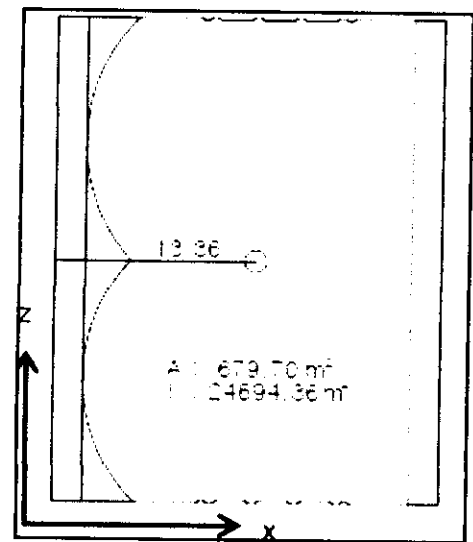


Figure IV.2 : coupe de caisson

▪ Caractéristiques de la coupe de caisson

- Surface de section : $A = 679,70 \text{ m}^2$
- Centre de gravité (prendre le pied de devant comme critère) $X_G = 13,36 \text{ m}$
- Tenseur principal d'inertie : $I = 24694,36 \text{ m}^4$

▪ **Calcul du tirant d'eau**

Le tirant d'eau est la hauteur de la partie immergée du caisson qui varie en fonction de la charge transportée. Il correspond à la distance verticale entre la flottaison et le point le plus bas de la coque, usuellement la quille.

$$d = \frac{W - \text{Volume du pied} \times \text{Poids spécifique de l'eau de mer}}{\text{Surface de section} \times \text{Poids spécifique de l'eau de mer}} = \frac{63434,28 - 168,79 \times 10,30}{679,70 \times 10,30} = 8,81 \text{ m}$$

▪ **Volume d'eau déplacé, centre de poussée**

Le tableau (IV.2) représente les résultats de calcul de volume d'eau déplacé, centre de poussée.

$$V = A * d$$

Tableau IV.2 : volume d'eau déplacé, centre de poussée

Désignation	Volume d'eau déplacé (V = A d) (m³)	X _c (m)	Y _c (m)	V. x (m⁴)	V. Y _c (m⁴)	
Corps de caisson	679,70 × 8,81	5990,20	13,36	4,41	80029,02	26398,79
Pied		168,79	10,30	0,54	1739,06	90,51
Σ		6158,98	13,28	4,30	81768,07	26489,30

▪ **Examen d'excentricité**

Excentricité = Centre de caisson - Centre du volume de déplacement

$$12.82 - 13.28 = |-0.46| \text{ m} > 0.1 \text{ (condition non vérifier)}$$

▪ **Examen de la stabilité**

Tableau IV.3 : Examen de la stabilité

C	G	CG = G - C	I	V	I / V	GM = I / V - CG	0,05d	Evaluation
4,30	7,11	2,81	24694,36	6158,98	4,01	1,20	0,44	O.K.

c) Calcul de stabilité lorsque les cellules sont remplies d'eau de mer (lors de l'ajournement)

▪ Volume (V_w) et poids (W_w) de l'eau de mer

Le tableau (IV.4) représente les résultats de calcul de volume et poids de l'eau de mer.

$V_w = A * h$ $W_w = V_w * \gamma$ $M_x = W_w * x$ $M_y = W_w * yG$
 avec $\gamma = 10.30 \text{ kN/m}^3$

Tableau IV.4 : volume et poids de l'eau de mer

Désignation	$V_w = Ah \text{ (m}^3\text{)}$		$W_w(\text{kN})$	$X_G(\text{m})$	$Y_G(\text{m})$	$M_x(\text{kN}\cdot\text{m})$	$M_y(\text{kN}\cdot\text{m})$
Colonne 1-a	17,64 × 10,30	181,69	1871,43	5,58	5,75	10442,57	10760,71
Colonne 1-b	24,84 × 10,30	255,85	2635,28	4,99	5,75	13150,03	15152,84
Colonne 1-c	17,64 × 10,30	181,69	1871,43	5,58	5,75	10442,57	10760,71
Colonne 1-d	17,64 × 10,30	181,69	1871,43	5,58	5,75	10442,57	10760,71
Colonne 1-e	24,84 × 10,30	255,85	2635,28	4,99	5,75	13150,03	15152,84
Colonne 1-f	17,64 × 10,30	181,69	1871,43	5,58	5,75	10442,57	10760,71
Colonne 2-g	24,95 × 10,30	256,99	2646,95	10,35	5,75	27395,89	15219,94
Colonne 2-h	25,57 × 10,30	263,37	2712,72	10,35	5,75	28076,67	15598,15
Colonne 2-i	25,07 × 10,30	258,22	2659,68	10,35	5,75	27527,65	15293,14
Colonne 2-j	25,07 × 10,30	258,22	2659,68	10,35	5,75	27527,65	15293,14
Colonne 2-k	25,57 × 10,30	263,37	2712,72	10,35	5,75	28076,67	15598,15
Colonne 2-l	24,95 × 10,30	256,99	2646,95	10,35	5,75	27395,89	15219,94
Colonne 3-m	24,95 × 10,30	256,99	2646,95	15,60	5,75	41292,35	15219,94
Colonne 3-n	25,57 × 10,30	263,37	2712,72	15,60	5,75	42318,45	15598,15
Colonne 3-o	25,07 × 10,30	258,22	2659,68	15,60	5,75	41490,95	15293,14
Colonne 3-p	25,07 × 10,30	258,22	2659,68	15,60	5,75	41490,95	15293,14
Colonne 3-q	25,57 × 10,30	263,37	2712,72	15,60	5,75	42318,45	15598,15
Colonne 3-r	24,95 × 10,30	256,99	2646,95	15,60	5,75	41292,35	15219,94
Colonne 4-s	24,95 × 12,20	304,39	3135,22	20,85	6,70	65369,27	21005,95
Colonne 4-t	25,57 × 12,20	311,95	3213,13	20,85	6,70	66993,68	21527,95
Colonne 4-u	25,07 × 12,20	305,85	3150,30	20,85	6,70	65683,68	21106,99
Colonne 4-v	25,07 × 12,20	305,85	3150,30	20,85	6,70	65683,68	21106,99
Colonne 4-w	25,57 × 12,20	311,95	3213,13	20,85	6,70	66993,68	21527,95
Colonne 4-x	24,95 × 12,20	304,39	3135,22	20,85	6,70	65369,27	21005,95
Σ			63830,91	13,79	6,03	880367,48	385075,17

▪ Calcul du tirant d'eau

$$d = \frac{(\text{poids de caisson} + \text{poids de l'eau}) - (\text{Volume du pied} \times \text{Poids spécifique de l'eau de mer})}{\text{Surface de section} \times \text{Poids spécifique de l'eau de mer}}$$

$$d = \frac{(63434,28 + 63830,91) - (168,79 \times 10,30)}{679,70 \times 10,30} = 17,93 \text{ m}$$

▪ Volume d'eau déplacé, centre de poussée

Le tableau (IV.5) représente les résultats de calcul de volume de l'eau déplacé et centre de poussée.

$$V = A * d$$

Tableau IV.5 : volume d'eau déplacé et centre de poussée

Désignation	Volume d'eau déplacé (V = A d) (m ³)		X _C (m)	Y _C (m)	V. x (m ⁴)	V. yc (m ⁴)
Caisson	679,70 × 17,93	12187,02	13,36	8,97	162818,60	109256,64
Eau de mer pour remplissage		168,79	10,30	0,54	1739,06	90,51
Σ		12355,81	13,32	8,85	164557,66	109347,15

▪ Examen de l'équilibre et du centre de caisson lorsque les caissons sont remplis d'eau de mer pour contrebalancer.

Le tableau (IV.6) représente les résultats de calcul d'examen de l'équilibre et du centre de caisson.

$$M_x = W * X_G$$

$$M_y = W * Y_G$$

Tableau IV.6 : Examen de l'équilibre et du centre de caisson

Désignation	W (kN)	X _G (m)	Y _G (m)	M _x (kN·m)	M _y (kN·m)
Caisson	63434,28	12,82	7,11	813158,72	450788,83
Eau de mer pour remplissage	63830,91	13,79	6,03	880367,48	385075,17
Σ	127265,19	13,31	6,57	1693526,21	835864,00

▪ Examen d'excentricité

Note : Excentricité = Centre de caisson - Centre du volume de déplacement

$$13,31 - 13,32 = |-0,01| \text{ m} < 0,1 \text{ (condition vérifiée)}$$

- La sécurité est assurée avant l'arrivée lors de la réparation dans la condition mentionnée

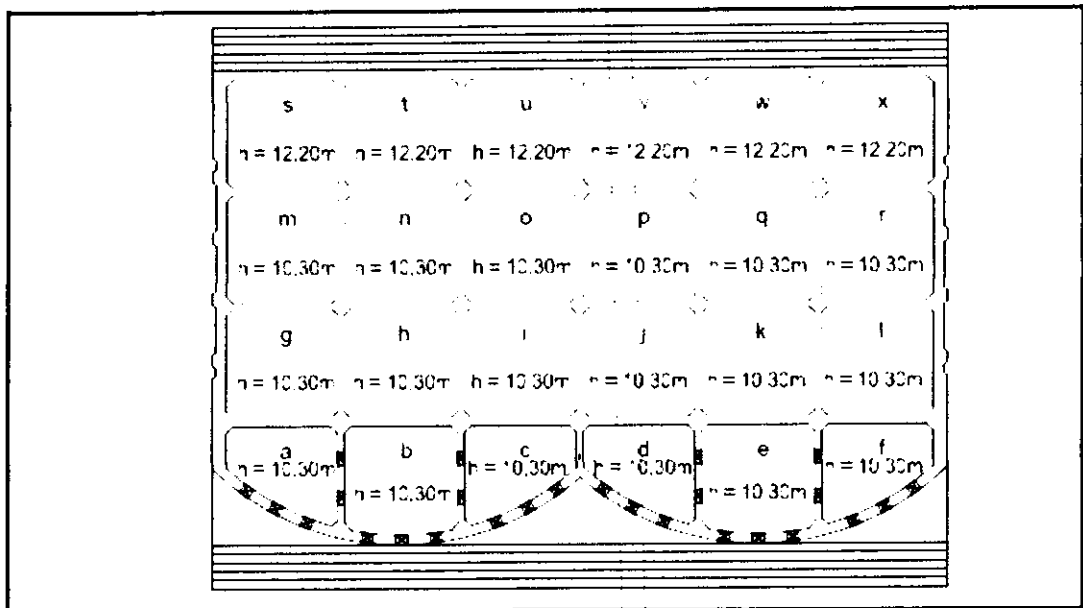


Figure IV.3 : coupe de caisson

IV.2.2 Efforts horizontaux

- Notion de poussée et de butée

Imaginons un écran mince vertical lisse dans un massif de sable. Il est soumis par définition à la poussée au repos.

En supprimant le demi-massif de gauche, et en déplaçant l'écran parallèlement à lui-même vers la droite, il se produit un équilibre dit de **butée** (ou passif).

En le déplaçant vers la gauche, il se produit un équilibre de **poussée** (ou actif). La figure 4 représente la force horizontale F à appliquer à cet écran pour le déplacer d'une longueur ϵ [9].

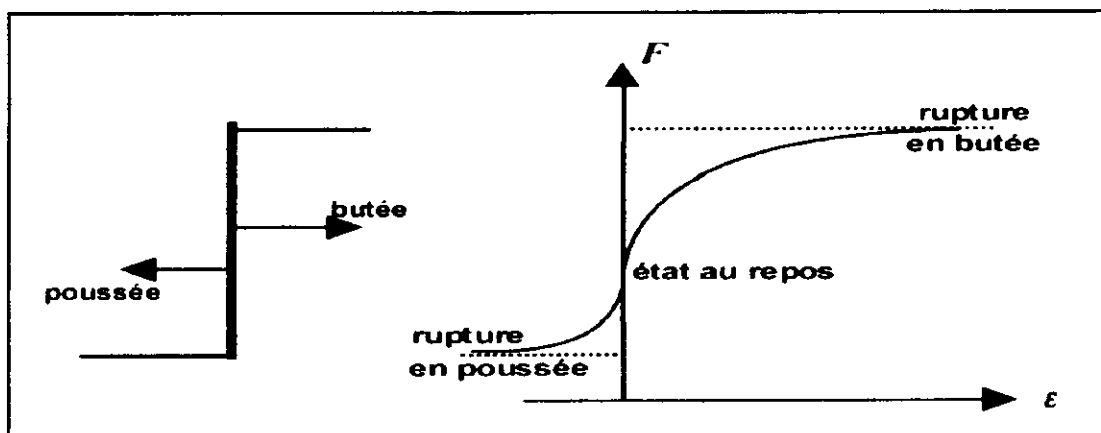


Figure IV.4 : Principe de la poussée et de la butée

$\sigma_v = \gamma \cdot h$ pour un sol à surface horizontale ;

$\sigma_v = \gamma \cdot h \cdot \cos \beta$ pour un sol à surface inclinée d'un angle β sur l'horizontale.

- Pour les sols pulvérulents ($c = 0$) et à surface horizontale.

La contrainte de butée (*passive*) est : $\sigma_p = K_p \times \gamma \times h_i$ (La butée est négligeable dans ce cas)

La contrainte de poussée (*active*) est : $\sigma_a = K_a \times \gamma \times h_i$

- Coefficient de poussée active des terres

Pour $\beta = 0$, $\eta = \pi/2$ et $\delta = 0$ (mur lisse), on obtient:

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Pour: $\varphi_i = 30.5^\circ$, $\delta = 20.33$, $\beta = 0^\circ$

$$K_{ai} = \frac{\cos^2 \varphi_i}{\cos \delta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_i + \delta) \cdot \sin \varphi_i}{\cos \delta}} \right]^2} = \frac{\cos^2 30.5}{\cos(20.33) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(30.5 + 20.33) \cdot \sin(30.5)}{\cos(20.33)}} \right]^2} = 0,2916$$

$$K_a = K_{ai} \times \cos \delta = 0,2734$$

1) Efforts horizontaux et moments générés par la poussée des terres (surcharge du terre-plein exclue)

$$F_{a1} = \frac{1}{2} \times K_a \times \gamma_h \times h^2 = \frac{1}{2} \times 0.2734 \times 18 \times (2.5)^2 = 15.38 \text{ KN/m}$$

$$F_{a2} = K_a \times \gamma_h \times h^2 = 0.2734 \times 18 \times 2.5 \times 17.94 = 220.71 \text{ KN/m}$$

$$F_{a3} = \frac{1}{2} \times K_a \times \gamma'_h \times h^2 = \frac{1}{2} \times 0.2734 \times 8.3 \times (17.94)^2 = 365.16 \text{ KN/m}$$

$$M_{a1} = 15.38 \times 18.77 = 288.68 \text{ KN.m/m}$$

$$M_{a2} = 220.71 \times 17.94 \times \frac{1}{2} = 1979.76 \text{ KN.m/m}$$

$$M_{a3} = 365.16 \times 17.94 \times \frac{1}{3} = 2183.80 \text{ KN.m/m}$$

$$\sum M = M_{a1} + M_{a2} + M_{a3} = 4452.25 \text{ KN.m/m}$$

2) Poussée des terres générée par la surcharge du terre-plein de (40 kN/m)

$$P_a = q \times K_a \cdot \cos \delta = 10,94 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\bullet \quad h = 2.34 \text{ m}$$

$$P_h = 10.49 \times 2.34 = 25.59 \text{ KN/m}$$

$$M_o = 25.59 \times 19.27 = 493.12 \text{ KN.m/m}$$

$$\bullet \quad h = 18.1 \text{ m}$$

$$P_h = 10.49 \times 18.1 = 197.94 \text{ KN/m}$$

$$M_o = 197.94 \times 19.27 = 1\,791.38 \text{ KN.m/m}$$

$$\sum P_h = 25.95 + 197.94 = 223.53 \text{ KN/m}$$

$$\sum M = 493.12 + 1791.38 = 2284.49 \text{ KN.m/m}$$

3) Poussée des terres générée par la surcharge du terre-plein de (en cas d'anomalies)
(20 kN/m)

$$P_a = q \times K_a \cdot \cos \delta = 5,47 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\bullet \quad h = 2.34 \text{ m}$$

$$P_h = 5.47 \times 2.34 = 12.80 \text{ KN/m}$$

$$M_o = 12.80 \times 19.27 = 246.56 \text{ KN.m/m}$$

$$\bullet \quad h = 18.1 \text{ m}$$

$$P_h = 5.47 \times 18.1 = 98,97 \text{ KN/m}$$

$$M_o = 98.97 \times 19.27 = 895.06 \text{ KN.m/m}$$

$$\sum P_h = 12.8 + 98.97 = 111.77 \text{ KN/m}$$

$$\sum M = 246.56 + 895.06 = 1142.25 \text{ KN.m/m}$$

4) Pression hydrostatique

Le tableau (IV.7) représente les résultats de calcul les efforts horizontaux et moments générés par la pression hydrostatique.

- Niveau des eaux résiduaire = 0.34 m
- Pression hydrostatique = $0.34 \times 10.3 = 30.5$
- Efforts horizontaux et moments générés par la pression hydrostatique

Tableau IV. 7: calcule les efforts horizontaux et moments générés par la pression hydrostatique

Niveau	Ph(kN/m)		y (m)		Mo(kN·m/m)
(+) 0,50	$3,50 \times 0,34 \times 1/2$	0,60	$17,60 + 0,11$	17,71	10,54
(-) 17,60	$3,50 \times 17,60$	61,64	$17,60 \times 1/2$	8,80	542,39
	Σ	62,23		8,89	552,93

5) Force tractive du navire et moments

Le tableau (IV.8) représente les résultats de calcul la force tractive et moment.

Tableau IV.8 : calcule la force tractive du navire et moments

Niveau	Ph(kN/m)		y (m)		Mo(kN·m/m)
(+) 0,50	$2\,000,00 \div 32,90 \times 2\text{ units}$	121,58	$2,84 - 0,50$	2,34	284,50
(-) 17,60	$2\,000,00 \div 32,90 \times 2\text{ units}$	121,58	$2,84 - (-17,60)$	20,44	1485,12

6) Efforts horizontaux et moments générés par le portique

Le tableau (IV.9) représente les résultats de calcul les efforts horizontaux et moments générés par le portique.

Tableau IV.9 : calcule les efforts horizontaux et moments générés par le portique

Circonstances	Niveau	Ph(kn/m)		y (m)		Mo(kN·m/m)
Lors de l'exploitation	(+) 0,50	$(137,50 \times 8 + 137,50 \times 8) \div 32,90$	66,87	2,34	156,47	
	(-) 17,60		66,87	20,44	1366,80	
En cas de tempête	(+) 0,50	$(250,00 \times 8 + 250,00 \times 8) \div 32,90$	121,58	2,34	284,50	
	(-) 17,60		121,58	20,44	3485,12	

IV.2.3 Efforts verticaux

a) Composante verticale de la poussée des terres

Le tableau (IV.10) représente les résultats de calcul la composante verticale de la poussée des terres.

Tableau IV.10 : calcule la composante verticale de la poussée des terres

q (kN/m ²)	Niveau	Pv (kN/m)		x (m)	Mv(kN·m/m)
0,00	(+) 0,50	$13,47 \times \sin 20,33^\circ$	4,99	11,15	55,66
	(-) 17,60	$601,26 \times \sin 20,33^\circ$	222,77	25,75	5736,38
40,00	(+) 0,50	$(13,47 + 25,59) \times \sin 20,33^\circ$	14,47	11,15	161,37
	(-) 17,60	$(601,26 + 223,53) \times \sin 20,33^\circ$	305,59	25,75	7868,99
20,00 (en cas d'anomalies)	(+) 0,50	$(13,47 + 12,8) \times \sin 20,33^\circ$	9,73	11,15	108,52
	(-) 17,60	$(601,26 + 111,77) \times \tan 20,33^\circ$	264,18	25,75	6802,69

b) Poids propre et moment

(1) Couronnement

Le tableau (IV.11) représente les résultats de calcul les efforts verticaux et moments générés par la pression de couronnement.

Tableau IV.11: calcule les efforts verticaux et moments générés par la pression de couronnement

Désignation	Pv (kN/m)		x (m)	y (m)	Mr(kN·m/m)	My (kN·m/m)
Poutre	2,34 × 7,40 × 33,00 × 26,00	14 857,13	2,70	1,17	40 114,25	17 382,84
Dale	0,40 × 0,20 × 33,00 × 26,00	68,64	6,53	0,63	448,43	43,45
	0,50 × 4,75 × 33,00 × 26,00	2 037,75	8,78	0,25	17 881,26	509,44
Σ		16 963,52	3,45	1,06	58 443,93	17 935,73
(+) 0,50	(par m) 16 963,52 ÷ 32,90	515,61	3,45	1,06	1 776,41	545,16
(-) 17,60	(par m) Xi 2,00 , Yi 18,10 à ajouter	515,61	5,45	19,16	2 807,49	9 877,50

(2) Remblai supérieur

Le tableau (IV.12) représente les résultats de calcul les efforts verticaux et moment générés par le remblai supérieur.

Tableau IV.12 : calcule les efforts verticaux et moments générés par le remblai supérieur

Désignation	Pv (kN/m)		x (m)	y (m)	Mr (kN·m/m)	My (kN·m/m)
Dalle	$1,84 \times 4,75 \times 33 \times 18$	5 191,56	8,78	1,42	45 555,94	7 372,02
	$- 1/2 \times 0,40 \times 0,40 \times 33 \times 18$	- 47,52	6,53	0,63	-310,45	-30,08
	Σ	5 144,04	8,80	1,43	45 245,49	7 341,94
Béton maigre	$2,34 \times 10,60 \times 33 \times 18$	14 733,58	16,45	1,17	242 367,33	17 238,28
Σ		19 877,62	14,47	1,24	287 612,82	24 580,22
(+) 0,50	(par m) : $5 144,04 \div 32,90$	156,35	8,80	1,43	1 375,24	223,16
(-) 17,60	(par m) : $19 877,62 \div 32,90$	604,18	16,47	19,34	9 950,29	11 683,09

(3) Couvercle en béton

Le tableau (IV.13) représente les résultats de calcul les efforts verticaux et moment générés par le couvercle en béton.

Tableau IV.13 : calcule les efforts verticaux et moments générés par le couvercle en béton

Désignation	Pv (kN/m)		x (m)	y (m)	Mr(kN·m/m)	My(kN·m/m)
Colonne 1	$0,30 \times 134,36 \times 1EA \times 26$	1 048,04	5,34	17,95	5 600,72	18 812,30
Par m	$1 048,04 \div 32,90$	31,86	5,34	17,95	170,24	571,80

(4) Caisson

Le tableau (IV.14) représente les résultats de calcul les efforts verticaux et moments générés par le caisson

Tableau IV.14 : calcule les efforts verticaux et moments générés par le caisson

Désignatio	Pv (kN/m)	x (m)	y (m)	Mr(kN·m/m)	My(kN·m/m)		
Embase	0,60 × 145,64	87,38	5,13	0,30	448,62	26,22	
	0,60 × 16,30 × 32,90	321,76	15,60	0,30	5 019,49	96,53	
Pied avant	0,60 × 2,00 × 32,90	39,48	1,00	0,30	39,48	11,84	
	0,50 × 0,70 × 2,00 × 32,90	23,03	1,33	0,83	30,70	19,18	
	1,30 × 33,67	43,77	2,96	0,65	129,42	28,45	
Pied arrière	0,60 × 2,00 × 32,90	39,48	24,75	0,30	977,13	11,84	
	0,50 × 0,70 × 2,00 × 32,90	23,03	24,42	0,83	562,32	19,18	
Colonne 1	17,50 × 25,42	444,82	4,09	9,35	1 819,29	4 159,02	
Face arrière	17,50 × 0,40 × 32,90	230,30	23,55	9,35	5 423,57	2 153,31	
Face	17,50 × 1,20 × 15,90	333,90	15,40	9,35	5 142,06	3 121,97	
Parois verticales	2 17,50 × 1,25 × 5,00	109,38	10,35	9,35	1 132,03	1 022,66	
	3 17,50 × 1,25 × 5,00	109,38	15,60	9,35	1 706,25	1 022,66	
	4 17,50 × 1,25 × 5,00	109,38	20,85	9,35	2 280,47	1 022,66	
paroi longitudinale	1 17,50 × 0,40 × 31,70	221,90	7,65	9,35	1 697,54	2 074,77	
	2 17,50 × 0,25 × 31,70	138,69	12,98	9,35	1 799,48	1 296,73	
	3 17,50 × 0,25 × 31,70	138,69	18,23	9,35	2 527,59	1 296,73	
Gouset	Sens vertical	2 1/2 × 17,50 × 0,30 × 0,30 × 24	18,90	10,35	9,35	195,62	176,72
		3 1/2 × 17,50 × 0,30 × 0,30 × 24	18,90	15,60	9,35	294,84	176,72
		4 1/2 × 17,50 × 0,30 × 0,30 × 24	18,90	20,85	9,35	394,07	176,72
	Perpendiculaire à l'alignement	1 1/2 × 0,30 × 0,30 × 39,12	1,76	5,37	0,70	9,45	1,23
		2 1/2 × 4,40 × 0,30 × 0,30 × 12	2,38	10,35	0,70	24,59	1,66
		3 1/2 × 4,40 × 0,30 × 0,30 × 12	2,38	15,60	0,70	37,07	1,66
		4 1/2 × 4,40 × 0,30 × 0,30 × 12	2,38	20,85	0,70	49,54	1,66
	Parallèle à l'alignement	1 1/2 × 0,30 × 0,30 × 57,49	2,59	5,52	0,70	14,28	1,81
		2 1/2 × 26,85 × 0,30 × 0,30 × 2	2,42	10,35	0,70	25,02	1,69
		3 1/2 × 26,85 × 0,30 × 0,30 × 2	2,42	15,60	0,70	37,71	1,69
		4 1/2 × 26,85 × 0,30 × 0,30 × 2	2,42	20,85	0,70	50,39	1,69
	Coin	1 1/3 × 0,30 × 0,30 × 0,30 × 20	0,18	5,38	0,71	0,97	0,13
2 1/3 × 0,30 × 0,30 × 0,30 × 24		0,22	10,35	0,71	2,24	0,15	
3 1/3 × 0,30 × 0,30 × 0,30 × 24		0,22	15,60	0,71	3,37	0,15	
4 1/3 × 0,30 × 0,30 × 0,30 × 24		0,22	20,85	0,71	4,50	0,15	
Total Minoration	Joint	16,80 × 1,10 × -2	-37,06	14,70	9,70	-544,80	-359,49
	Couvercles	0,30 × 14,15 × -1	-4,24	4,97	17,95	-21,09	-76,18
	Fentes	2,30 × 0,50 × 0,45 × -18	-9,32	3,25	16,25	-30,31	-151,37
		2,30 × 0,60 × 0,30 × -8	-3,31	5,08	16,25	-16,83	-53,82
Total	Volum		2 436,67	12,83	7,09	31 266,06	17 286,72
	Poids	2 436,67 × 26,00	63 353,42	12,83	7,09	812 917,53	449 454,72
	Par m	63 353,42 ÷ 32,90	1 925,64	12,83	7,09	24 708,74	13 661,24

(5) Remplissage du caisson

Le tableau (IV.15) représente les résultats de calcul les efforts verticaux et moments générés par le remplissage de caisson.

Tableau IV.15 : calcule les efforts verticaux et moments générés par le remplissage de caisson

Désignation		Pv (kN/m)				x (m)	y (m)	Mr(kN·m/m)	My(kN·m/m)					
Colonne	1	Béton	10	× 120,22	× 1,00	× 18,30	22 000,08	5,34	5,60	117 502,41	123 200,43			
		Eau de mer	7,20	× 120,22	× 1,00	× 10,30	8 915,44	5,34	14,20	47 617,37	126 599,26			
	2	Sable	17,40	× 30,45	× 5,00	× 18,30	48 479,45	10,35	9,30	501 762,26	450 858,84			
		Béton	0,10	× 30,45	× 5,00	× 24,00	365,40	10,35	18,05	3 781,89	6 595,47			
	3	Sable	17,40	× 30,45	× 5,00	× 18,30	48 479,45	15,60	9,30	756 279,34	450 858,84			
		Béton	0,10	× 30,45	× 5,00	× 24,00	365,40	15,60	18,05	5 700,24	6 595,47			
	4	Sable	17,40	× 30,45	× 5,00	× 18,30	48 479,45	20,85	9,30	1 010 796,43	450 858,84			
		Béton	0,10	× 30,45	× 5,00	× 24,00	365,40	20,85	18,05	7 618,59	6 595,47			
	Gouset (minoration)	Sens vertical	2	17,40	× 0,30 ² /2	× -18,30	× 24	-343,89	10,35	9,30	-	3 559,30	-	3 198,21
				0,10	× 0,30 ² /2	× -24,00	× 24	-2,59	10,35	18,05	-	26,83	-	46,79
			3	17,40	× 0,30 ² /2	× -18,30	× 24	-343,89	15,60	9,30	-	5 364,75	-	3 198,21
				0,10	× 0,30 ² /2	× -24,00	× 24	-2,59	15,60	18,05	-	40,44	-	46,79
4			17,40	× 0,30 ² /2	× -18,30	× 24	-343,89	20,85	9,30	-	7 170,19	-	3 198,21	
			0,10	× 0,30 ² /2	× -24,00	× 24	-2,59	20,85	18,05	-	54,04	-	46,79	
Sens transversal			1	1,76	× -1	× 18,30		-32,21	5,52	0,70	-	177,79	-	22,55
			2	2,38	× -1	× 18,30		-43,48	10,35	0,70	-	450,03	-	30,44
		3	2,38	× -1	× 18,30		-43,48	15,60	0,70	-	678,30	-	30,44	
		4	2,38	× -1	× 18,30		-43,48	20,85	0,70	-	906,58	-	30,44	
Sens longitudinal		1	2,59	× -1	× 18,30		-47,34	5,52	0,70	-	261,33	-	33,14	
		2	2,42	× -1	× 18,30		-44,23	10,35	0,70	-	457,79	-	30,96	
	3	2,42	× -1	× 18,30		-44,23	15,60	0,70	-	690,00	-	30,96		
	4	2,42	× -1	× 18,30		-44,23	20,85	0,70	-	922,22	-	30,96		
Coin	1	0,18	× -1	× 18,30		-3,29	5,38	0,71	-	17,72	-	2,35		
	2	0,22	× -1	× 18,30		-3,95	10,35	0,71	-	40,91	-	2,82		
	3	0,22	× -1	× 18,30		-3,95	15,60	0,71	-	61,67	-	2,82		
	4	0,22	× -1	× 18,30		-3,95	20,85	0,71	-	82,42	-	2,82		
Fentes	2,30	× 0,50	× 0,45	× 10,30	× 18EA	95,95	3,25	16,25		312,15		1 559,11		
	2,30	× 0,60	× 0,30	× 10,30	× 8EA	34,11	5,08	16,25		173,30		554,35		
Total						176182,8	13,80	9,16		2 430 581,67		1 614 290,39		
Par m						176 182,82 ÷ 32,90	5 355,10	13,80	9,16	73 877,86		49 066,58		

(6) Remblais de l'arrière mur de quai au-dessus du pied arrière

Le tableau (IV.16) représente les résultats de calcul les efforts verticaux et moments générés par les remblais de l'arrière mur de quai au-dessus du pied arrière.

Tableau IV.16 : calcule les efforts verticaux et moments générés par les remblais de l'arrière mur de quai au-dessus du pied arrière

Désignation	Pv (kN/m)		x (m)	y (m)	Mr(kN·m/m)	My(kN·m/m)
Au dessus de l'eau	$2,50 \times 2 \times 32,90 \times 18,00$	2 961,00	24,75	19,19	73 284,75	56 821,59
Au dessous de l'eau	$16,64 \times 2 \times 32,90 \times 18,30$	20 036,89	24,75	9,62	495 913,03	192754,88
	$0,7 \times 1 \times 32,90 \times 18,30$	421,45	25,08	1,07	10 571,21	449,69
Total		23 419,34	24,76	10,68	579 768,98	250026,16
Par m	$23 419,34 \div 32,90$	711,83	24,76	10,68	17 622,16	7599,58

(7) Partie de transition des caissons

Le tableau (IV.17) représente les résultats de calcul les efforts verticaux et moments générés par la paroi de transition de caisson.

Tableau IV.17 : calcule les efforts verticaux et moments générés par la partie de transition de caisson

Désignation	Pv (kN/m)		x (m)	y(m)	Mr(kN·m/m)	My(kN·m/m)
Béton	$16,80 \times 0,65 \times 24,00 \times 2$	520,13	14,70	9,00	7 645,88	4 681,15
Enrochement	$17,34 \times 0,46 \times 20,00 \times 2$	317,67	14,70	9,27	4 669,73	2 944,79
	$0,16 \times 0,46 \times 18,00 \times 2$	2,64	14,70	18,02	38,78	47,54
Total		840,44	14,70	9,13	12 354,40	7 673,48
Par m	$840,44 \div 32,90$	25,55	14,70	9,13	375,51	233,23

(8) Flottabilité

Le tableau (IV.18) représente les résultats de calcul les efforts verticaux de la flottabilité et les moments.

Tableau IV.18 : calcule les efforts verticaux de la flottabilité et les moments

Désignation	Pv (kN/m)	x (m)	y (m)	Mr(kN·m/m)	My(kN·m/m)
Embase	0,60 × 145,64	87,38	5,13	448,62	26,22
Pied avant	0,60 × 2 × 32,90	39,48	1,00	39,48	11,84
	½ × 0,70 × 2 × 32,90	23,03	1,33	30,70	19,18
	1,30 × 33,67	43,77	2,96	129,42	28,45
Pied arrière	0,60 × 2 × 32,90	39,48	24,75	977,13	11,84
	½ × 0,70 × 2 × 32,90	23,03	24,42	562,32	19,18
Face avant	145,64 × 17,34	2 525,35	5,13	12965,13	23409,96
Face arrière	32,90 × 16,30 × 17,34	9 298,92	15,60	145063,18	86201,01
Total		12 080,44	13,26	160215,98	109727,68
Par m	12 080,44 ÷ 32,90 × 10,30	3 782,02	13,26	5057,18	3452,11

c) Efforts verticaux et moments générés par la surcharge du terre-plein (en temps ordinaire)

Le tableau (IV.19) représente les résultats de calcul les efforts verticaux et moments (en temps ordinaire).

Tableau IV.19 : calcules les efforts verticaux et moments (en temps ordinaire)

Niveau	Pv (kN/m)	x (m)	Mr(kN·m/m)
(+) 0,50	10,00 × 3,30	33,00	21,45
	40,00 × 21,45	858,00	11 175,45
	Σ	891,00	11 196,90
(-) 17,60	10,00 × 3,30	33,00	87,45
	40,00 × 21,45	858,00	12 891,45
	Σ	891,00	12 78,90

d) Efforts verticaux et moments générés par la surcharge du terre-plein (en cas d'anomalies)

Le tableau (IV.20) représente les résultats de calcul les efforts verticaux et moments (en cas d'anomalies).

Tableau IV.20 : calcule les efforts verticaux et moments (en cas d'anomalies)

Niveau	Pv (kN/m)		x (m)	Mr(kN·m/m)
(+) 0,50	5,00 × 3,30	16,50	0,65	10,73
	20,00 × 21,45	429,00	13,03	5587,73
	Σ	445,50	12,57	5598,45
(-) 17,60	5,00 × 3,30	16,50	2,65	43,73
	20,00 × 21,45	429,00	15,03	6445,73
	Σ	445,50	14,57	6489,45

e) Efforts verticaux et moments générés par le portique

Le tableau (IV.21) représente les résultats de calcul les efforts verticaux et moments générés par le portique.

Tableau IV.21 : calcules les verticaux et moments générés par le portique

Niveau	Circonstances	Pv (kN/m)		x (m)	Mr(kN·m/m)
(+) 0,50	Lors de l'exploitation	1 100 × 1,0 × 32,90 ÷ 32,90	1 100	2,30	2 530,00
	En cas de tempête	1 100 × 1,0 × 32,90 ÷ 32,90	1 100	2,30	2 530,00
(-) 17,60	Lors de l'exploitation	1 100 × 1,0 × 32,90 ÷ 32,90	1 100	4,30	4 730,00
	En cas de tempête	1 100 × 1,0 × 32,90 ÷ 32,90	1 100	4,30	4 730,00

IV.2.2 Stabilité après l'achèvement d'installation

a) Stabilité vis à vis des glissements

- Le calcul est effectué d'après la formule suivante:

$$\text{Coefficient de sécurité} = \frac{\sum P_v \cdot F}{\sum P_h} \leq F_s$$

F_s : Coefficient de sécurité

$\sum P_h$: Total des forces horizontales

$\sum P_v$: Totale des forces verticales

F: Coefficient de frottement ($F = 0.6$)

b) Stabilité vis à vis des renversements

- Le calcul est effectué d'après la formule suivante:

$$\text{Coefficient de sécurité} = \frac{\sum M_v}{\sum M_h}$$

$\sum M_h$: Moment de renversement

$\sum M_v$: Moment de résistance

$$F_{s(\text{glissement})} = \frac{P_v}{P_h} \cdot 0.6$$

$$F_{s(\text{renver})} = \frac{M_v}{M_h}$$

Coefficient de sécurité admissible :

$$F_{s(\text{glissement})} > 1.75$$

$$F_{s(\text{renversement})} > 1.5$$

▪ Total des efforts horizontaux et des moments

Le tableau (IV.22) représente les résultats de calcul total des efforts horizontaux et des moments.

Tableau IV.22 : total des efforts horizontaux et des moments

Désignation		Ph(kN/m)	Mo(kN·m/m)
Poussée des terres	surcharge 0,00 kN/m	601,26	4 452,25
	surcharge 40,00 kN/m (en temps ordinaire)	824,80	6 736,74
	surcharge 20,00 kN/m (en cas d'anomalies)	713,03	5 594,50
Pression hydrostatique		62,23	552,93
Force tractive du navire		121,58	2 485,12
Charge horizontale générée uniquement par le portique (en temps ordinaire)		66,87	1 366,80
Charge horizontale générée uniquement par le portique (en cas d'anomalies)		121,58	2 485,12

▪ Total des efforts verticaux et des moments

Le tableau (IV.25) représente les résultats de calcul total des efforts verticaux et des moments.

Tableau IV.23 : total des efforts verticaux et des moments

Désignation		Pv(kN/m)	Mo(kN·m/m)
Poussée des terres	surcharge 0,00 kN/m	222,77	5 736,38
	surcharge 40,00 kN/m (en temps ordinaire)	305,59	7 868,99
	surcharge 20,00 kN/m (en cas d'anomalies)	264,18	6 802,69
Poids propre		9 169,76	129 512,28
Flottabilité		- 3 782,02	- 50 157,18
Surcharge du terre-plein (en temps ordinaire)		891,00	12 978,90
Surcharge du terre-plein (en cas d'anomalies)		445,50	6 489,45
Poids du portique (en temps ordinaire)		1 100,00	4 730,00
Poids du portique (en cas d'anomalies)		1 100,00	4 730,00

- La Combinaisons des charges
- Cas des combinaisons des charges (en temps ordinaire)

Le tableau (IV.24) représente la combinaison des charges en temps ordinaire.

Tableau IV.24: la combinaison des charges en temps ordinaire

Cas	Poids propre (remplissage inclus)	Flottabilité	Surcharges	Poids du portique	Pression des terres de remblai (surcharges on considérées)	Pression des terres de remblai (surcharges considérées)	Pression hydrostatique	Force tractive du navire
CAS-1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		1,00	1,00
CAS-2	1,00	1,00	1,00	1,00		1,00	1,00	1,00
CAS-3	1,00	1,00	1,00		1,00		1,00	1,00
CAS-4	1,00	1,00	1,00			1,00	1,00	1,00

- Cas des combinaisons des charges (en cas d'anomalies)

Le tableau (IV.25) représente la combinaison des charges d'anomalies

Tableau IV.25 : la combinaison des charges en cas d'anomalies

Cas	Poids propre (remplissage inclus)	Flottabilité	Surcharges	Poids du portique	Pression des terres de remblai (surcharge son considérées)	Pression des terres de remblai (surcharges considérées)	Pression hydrostatique	Force tractive du navire
CAS-1 1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		1,00	
CAS-1 2	1,00	1,00	1,00	1,00		1,00	1,00	
CAS-1 3	1,00	1,00	1,00		1,00		1,00	
CAS-1 4	1,00	1,00	1,00			1,00	1,00	

▪ **Efforts horizontaux et verticaux, et moments pour chaque combinaison des charges (en temps ordinaire)**

Le tableau (IV.26) représente les efforts verticaux et moments après la combinaison en temps ordinaire.

Tableau IV.26 : Efforts horizontaux et verticaux, et moments après la combinaison en temps ordinaire

Cas	ΣPh	ΣPv	ΣMh	ΣMv
CAS-1	851,94	7 601,51	8 857,09	102 800,39
CAS-2	1 075,48	7 684,33	11 141,59	104 933,00
CAS-3	785,08	6 501,51	7 490,29	98 070,39
CAS-4	1 008,61	6 584,33	9 774,79	100 3,00

- **Efforts horizontaux et verticaux, et moments pour chaque combinaison des charges (en cas d'anomalies)**

Le tableau (IV.27) représente les efforts horizontaux et moments après la combinaison en temps anomalies.

Tableau IV.27 : Efforts horizontaux et verticaux, et moments après la combinaison en temps anomalies

Cas	ΣPh	ΣPv	ΣMh	ΣMv
CAS-1 1	785,08	7 156,01	7 490,29	96 310,94
CAS-1 2	896,84	7 197,42	8 632,54	97 377,24
CAS-1 3	663,49	6 056,01	5 005,18	91 580,94
CAS-1 4	775,26	6 097,42	6 147,42	92 647,24

- Calcul $F_{s(\text{glissement})}$ et $F_{s(\text{renversement})}$

$$F_{s(\text{glissement})} = \frac{\sum P_v}{\sum P_h} \cdot 0.6$$

$$F_{s(\text{renver})} = \frac{\sum M_v}{\sum M_h}$$

➤ En temps ordinaire

Tableau IV.28 : les coefficients de sécurité en temps ordinaire

Cas	Glissement	Renversement
CAS-1	5,35	11,61
CAS-2	4,29	9,42
CAS-3	4,97	13,09
CAS-4	3,92	10,25

➤ En cas d'anomalies

Tableau IV.29 : les coefficients de sécurité en cas d'anomalies

Cas	Glissement	Renversement
CAS-1 1	5,47	12,86
CAS-1 2	4,82	11,28
CAS-1 3	5,48	18,30
CAS-1 4	4,72	15,07

Donc la fondation est stable contre le glissement et le renversement dans les deux cas, en temps ordinaire et en cas d'anomalies

c) Stabilité vis à vis de la capacité portante

▪ Etude de la capacité portante de la fondation en couche de mélange de terre

$$q_1 = \sum \frac{P_V}{B} \times \left(1 + 6 \frac{e}{B}\right) : \text{Côté mer (avec } -B/6 < e < B/6)$$

$$q_2 = \sum \frac{P_V}{B} \times \left(1 - 6 \frac{e}{B}\right) : \text{Côté terre (avec } -B/6 < e < B/6)$$

$$q_1 = \frac{2}{3} \sum \frac{P_V}{\left(\frac{B}{2}-e\right)} : \text{Côté mer (avec } e \geq B/6)$$

$$X = \frac{\sum M_V - \sum M_h}{\sum P_V}$$

$$e = \frac{B}{2} - X$$

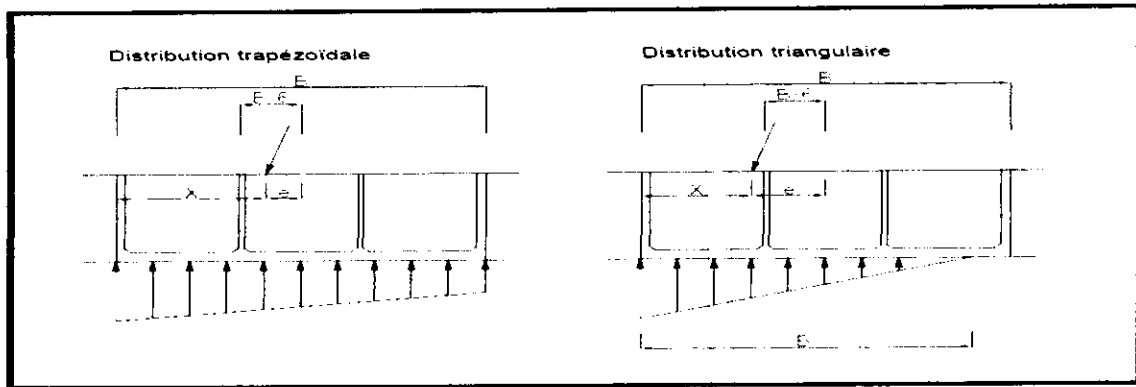


Figure IV.5 : distribution des charges

Le tableau (IV.30) représente le calcul des charges (q_1 et q_2).

Tableau IV.30 : calcule les charges (q_1 et q_2)

Cas	x (m)	e (m)	B/6 (m)	Form de la repartition	q1 (kN/m ²)	q2 (kN/m ²)	b (m)
CAS-1	12,36	0,52	4,29	form triangular	330,70	259,72	25,75
CAS-2	12,21	0,67	4,29	form triangular	344,94	251,91	25,75
CAS-3	13,93	-1,06	4,29	form triangular	190,31	314,68	25,75
CAS-4	13,73	-0,86	4,29	form triangular	204,53	306,89	25,75

- Etude de la capacité portante du terrain naturel

$$\theta = \tan^{-1}(\sum Ph \div \sum Pv)$$

$$B' = B + (D \times \tan((30 + \theta) + (30 - \theta)))$$

$$q_1' = \frac{(q_1 \times B)}{B'} + (\gamma_{\text{sub}} \times D)$$

$$q_2' = \frac{(q_2 \times B)}{B'} + (\gamma_{\text{sub}} \times D)$$

$$q_a = \frac{1}{F_s} (S_c C N_c + \frac{1}{2} S_\gamma \gamma_1 B' N_\gamma + S_q \gamma_2 D N_q)$$

$$D = 1.5 \text{ m}$$

$$S_c = \frac{1+0.2B'}{L} ; \quad S_\gamma = \frac{1-0.2B'}{L} ; \quad S_q = 1 ;$$

$$\text{sable: } \gamma_1 = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w = 19 - 10 = 9 \text{ KN/m}^3 ;$$

$$\text{enrochement: } \gamma_2 = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w = 20 - 10 = 10 \text{ KN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{sub}} = 10 \text{ kN/m}^3$$

$$D = 1.5 \text{ m}$$

q_a : capacité portante admissible (KN/m²)

S_c : coefficient déterminé en fonction de la géométrie de la fondation

S_γ : coefficient déterminé en fonction de la géométrie de la fondation

S_q : coefficient déterminé en fonction de la géométrie de la fondation

γ_1 : masse volumique des terres liée au fond de la fondation

γ_2 : masse volumique des terres liée à l'encastrement de la fondation

C : cohésion du sol de l'assise

Φ : angle de frottement interne du sol d'assise (°)

B : largeur de fondation (m)

L : longueur de fondation (m)

D : profondeur d'encastrement (m)

$$F_s = \begin{cases} \text{En temps ordinaire} = 3 \\ \text{En cas d'anomalies} = 2 \end{cases}$$

La figure (IV.6) représente la forme des charges

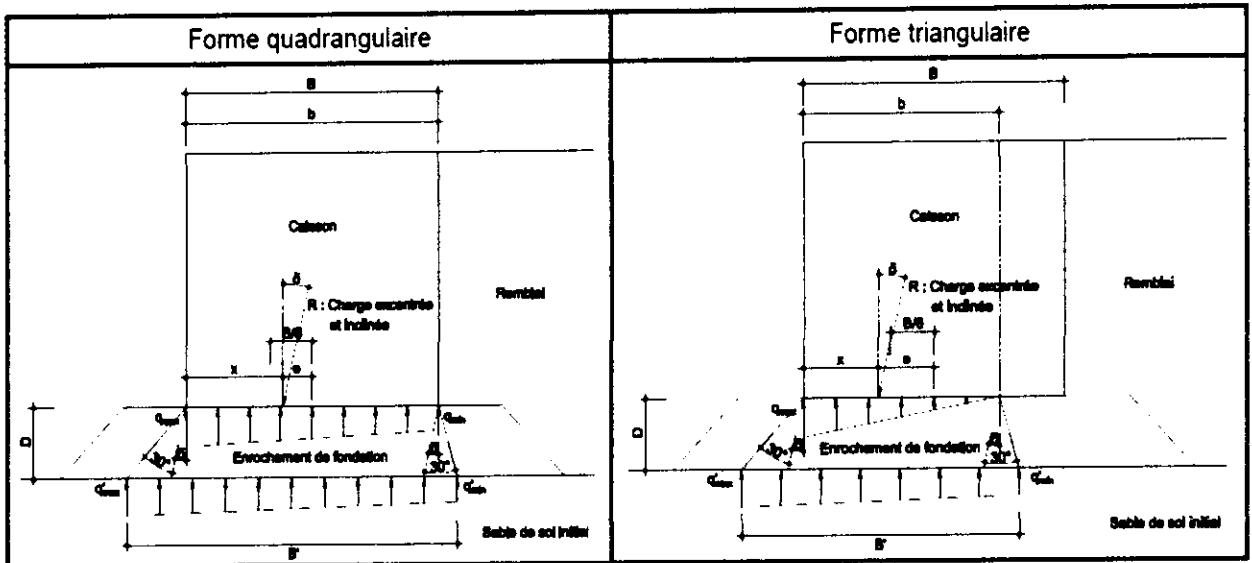


Figure IV.6 : la forme des charges

- Si la hauteur du massif d'enrochements est de $h = 1.5 \text{ m}$

Le tableau (IV.31) représente les caractéristiques des couches des enrochements.

Tableau IV.31 : les caractéristiques des couches

Cas	Angle de répartition θ (°)	Largueur de répartition B' (m)	Longueur de la fondation L (m)	Couche de mélange de terre	
				ϕ (°)	c (kN/m ²)
CAS-1	6,40	27,51	32,9	15,81	71,11
CAS-2	7,97	27,53	32,9	15,81	71,11
CAS-3	6,89	27,52	32,9	15,81	71,11
CAS-4	8,71	27,54	32,9	15,81	71,11

- coefficients de forme

$$S_c = 1 + 0.2B'/L \quad , \quad S_\gamma = 1 - 0.2B'/L \quad , \quad S_q = 1$$

- Coefficients de portance

Le tableau (IV.32) représente les coefficients de portance

Tableau IV.32 : coefficient de portance

$\phi(^{\circ})$	N_c	N_{γ}	N_q
0,00	5,14	0,00	1,00
5,00	6,50	0,10	1,60
10,00	8,40	0,50	2,50
15,00	11,00	1,40	4,00
20,00	14,80	3,50	6,40
25,00	20,70	8,10	10,70
30,00	30,00	18,10	18,40
35,00	46,00	41,10	33,30
40,00	75,30	100,00	64,20
45,00	134,00	254,00	135,00

▪ Résultats d'examen

Le tableau (IV.33) représente de calcul la capacité portance.

Tableau IV.33: calcule la capacité portance

Cas	Coefficient de portance			Facteur de forme			Réaction' (kN/m ²)		q _a (kN/m ²)	Evaluation q _a ≥ q _{max}
	N _c	N _γ	N _q	S _c	S _γ	S _q	q1'	q2'		
CAS-1	11,62	1,74	4,39	1,16	0,83	1,0	324,54	258,10	398,44	O.K.
CAS-2	11,62	1,74	4,39	1,16	0,83	1,0	337,67	250,64	398,48	O.K.
CAS-3	11,62	1,74	4,39	1,16	0,83	1,0	193,10	309,49	398,42	O.K.
CAS-4	11,62	1,74	4,39	1,16	0,83	1,0	206,26	301,98	398,50	O.K.

IV.2.3 Tassement

Le tassement du sol est sa déformation verticale due à l'application des contraintes extérieures telles que les remblais, les fondations ou son propre poids.

Les tassements peuvent être uniformes ou différents d'un point à l'autre selon la nature du sol en place. Dans les sols non saturés les tassements sont presque instantanés mais dans les sols saturés, ils peuvent s'étendre sur quelques secondes dans les sols sableux-graveleux, jusqu'à plusieurs dizaines d'années dans les argiles peu perméables. Pour vérifier la conformité des structures vis-à-vis des conditions de sécurité et de service on doit faire un calcul de tassement[7].

Si des résultats de laboratoire sont disponibles, le tassement final de la fondation s_f est Calculé comme la somme d'un tassement immédiat s_i et d'un tassement de consolidation s_c .

$$S_f = S_i + S_c$$

Dans le cas d'une fondation posée en surface sur un sol homogène d'épaisseur infini, et uniformément chargée, le tassement immédiat sous la fondation est fourni par la théorie de L'élasticité :

$$S_i = C_f \frac{(1 - \nu^2)qB}{E}$$

Avec

- S_i : est le tassement ;
- q : est la contrainte appliquée sur la fondation (uniforme ou moyenne) ;
- E : module d'Young du sol ;
- ν : coefficient de Poisson du sol ;
- B : largeur ou diamètre de la fondation.
- C_f : coefficient qui dépend de la forme de la fondation, de sa rigidité. Les valeurs de ce paramètre sont données par le tableau ci-dessous (tableau IV.34)

Tableau IV.34: coefficient de forme C_f

L/B		Circul -aire	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	15	20
Fondation rigide		0.79	0.8 8	1.2	1.4 3	1.5 9	1.7 2	1.8 3	1.9 2	2.0 0	2.0 7	2.1 3	2.3 7	2.5 4
Fondati on souple	Centre	1.00	1.1 2	1.5 3	1.7 8	1.9 6	2.1 0	2.2 2	2.3 2	2.4 0	2.4 8	2.5 4	2.8 0	2.9 9
	Bord	0.64	0.5 6	0.7 6	0.8 9	1.9 8	1.0 5	1.1 1	1.1 6	1.2 0	1.2 4	1.2 7	1.4 0	1.4 9

Le module d'Young E et le coefficient de Poisson ν sont déterminés dans un essai à très court terme. Dans le cas d'une argile, le module d'Young est le module non drainé EU et le coefficient de Poisson est égal à 0.5, (le sol est considéré non drainé et incompressible). Pour sa part, le tassement de consolidation est estimé en faisant l'hypothèse d'une déformation unidimensionnelle et en utilisant la courbe de compressibilité oedométrique.

Pour déterminer les tassements, la figure (IV.7) représente une couche de sol d'épaisseur (H). Cette couche est composée de particules solides renfermant des pores. A partir des diagrammes de phases, on peut supposer que le volume des solides ($V_s=I$) et que le volume des vides égale à l'indice des vides initial (e_0). A la fin de la consolidation, le volume des grains solides du sol demeure constant mais le volume des pores diminue d'une quantité égale à Δe . On peut définir la compression unitaire verticale d'une couche de sol comme le quotient du changement d'épaisseur par l'épaisseur originale de la colonne de sol. On peut exprimer la compression unitaire en fonction de l'indice des vides on utilisant la Figure (IV.7).

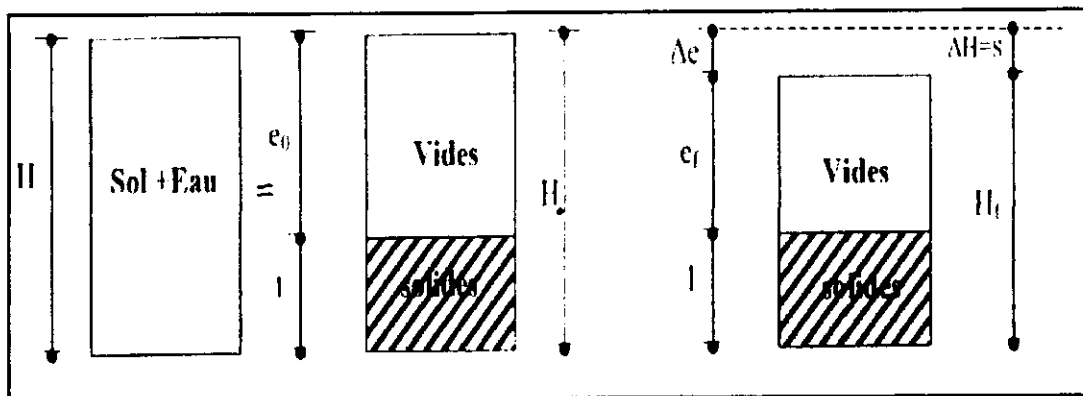


Figure IV.7 : Calcul du tassement à l'aide du diagramme de phases

$$\varepsilon_V = \frac{\Delta V}{V} = \frac{A \cdot \Delta h}{A \cdot H_0} = \frac{\Delta h}{H_0} = \varepsilon_a$$

Ou

$$\varepsilon_V = \frac{\Delta V}{V_S + V_V} = \frac{\Delta V/V_S}{V_S + V_V/V_S} = \frac{\Delta V/V_S}{1 + V_V/V_S} = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

Avec variation de l'indice des vides.

$$\Delta e = \frac{\Delta V}{V_S} \quad \text{on a} \quad \varepsilon_V = \varepsilon_a$$

$$\text{Donc} \quad \frac{\Delta H}{H_0} = \frac{\Delta e}{1 + e_0} = \frac{S}{H_0} \quad \text{avec} \quad S = \Delta H$$

Qui donne le tassement entre l'état initial du sol et son état actuel. La variation de l'indice des vides Δe est facile à calculer connaissant les valeurs des indices de gonflement C_s et de la compression C_c , et celle de la contrainte effective initiale σ_{v0}' , de la pression de pré consolidation σ_p' et de la contrainte effective finale σ_v' .

✓ Si le sol est normalement consolidé (fig. IV.8 a):

$$\Delta e = c_c \log\left(\frac{\sigma_{v0}'}{\sigma'}\right)$$

✓ Si le sol est sur consolidé (fig. IV.8 b):

$$\Delta e = c_s \log\left(\frac{\sigma_p'}{\sigma_{v0}'}\right) + c_c \log\left(\frac{\sigma_{v0}'}{\sigma'}\right)$$

$$\sigma_v' = \sigma_{v0}' + \Delta\sigma'$$

- Sol normalement consolidé

- Sol sur consolidé.

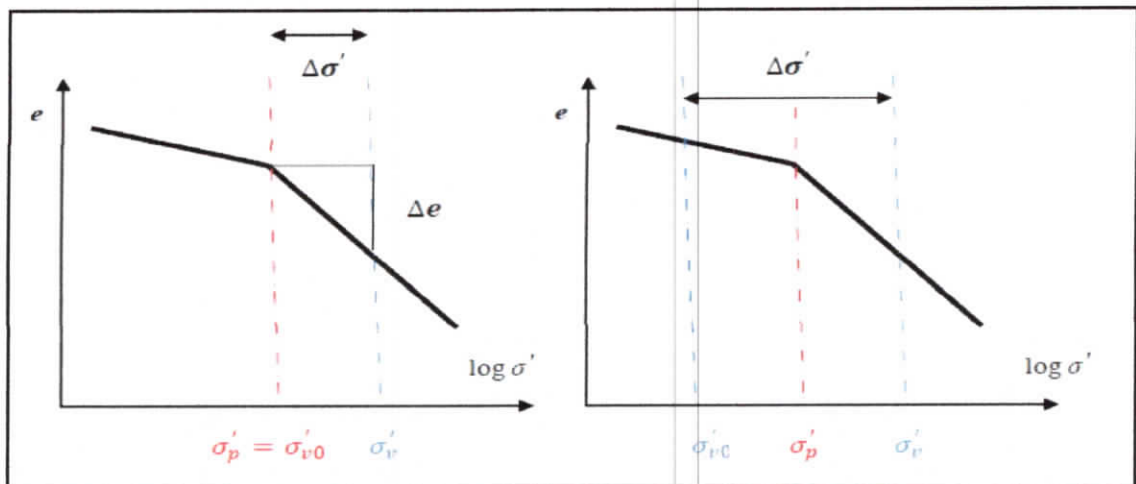


Figure IV.8: Compressibilité du sol selon son état de consolidation en place

Donc Pour une couche homogène d'épaisseur H_0 , le tassement de consolidation vaut :

- Si le sol est normalement consolidé (NC) $\sigma_p' = \sigma_{v0}'$

$$S_c = \frac{H_0 c_c}{1 + e_0} \log\left(\frac{\sigma_{v0}'}{\sigma_{v0}'}\right) = \frac{H_0 c_c}{1 + e_0} \log\left(\frac{\sigma_{v0}' + \Delta\sigma'}{\sigma_{v0}'}\right) = \frac{H_0 c_c}{1 + e_0} \log\left(1 + \frac{\Delta\sigma'}{\sigma_{v0}'}\right)$$

- Si le sol est sur consolidé (SC) $\sigma_p' > \sigma_{v0}'$

$$S_c = \frac{H_0 c_s}{1 + e_0} \log\left(\frac{\sigma_p'}{\sigma_{v0}'}\right) + \frac{H_0 c_c}{1 + e_0} \log\left(\frac{\sigma_{v0}' + \Delta\sigma'}{\sigma_p'}\right)$$

- Calcul S_i :

$$S_f = S_i + S_c$$

$$S_i = C_f \frac{(1 - \nu^2)qB}{E}$$

$$C_f = 0.96$$

$$q = \frac{Q}{S} = \frac{301684.9}{25.75 \times 32.9} = 356.10$$

$$S_i = 0.96 \frac{(1 - 0.3^2)356.10 \times 25.75}{4000} = 0.022 \text{ m} = 2.2 \text{ cm}$$

- Calcul S_c :

$$\sigma_p' = 277.17 \text{ Kpa (essai oedometre)}$$

Pour calcul le tassement nous division la couche de Marne à 2 couches.

$$Z_{MAX} = 1.5B + D = 1.5 \times 25.75 + 18.1 = 56.72 \text{ m}$$

- La profondeur de couche de marne = 30.72 m
- La profondeur de première Couche = 14.5 m , et l épaisseur = 6.6 m
- La profondeur de deuxième couche = 38.62 m , et l épaisseur = 24.47 m

Pour calcul le contrainte il faut utiliser la méthode suivant :

- Charge uniforme rectangulaire

L'abaque de Steinbrenner (Fig. IV-9) permet de calculer $\Delta\sigma_z$ s'exerçant sur une facette horizontale à la profondeur z sous un coin de l'aire chargée

$$\Delta\sigma_z = I \cdot q$$

Pour une semelle de longueur L et de largeur B , l'abaque donne I en fonction de L/z pour différentes valeurs de B/z .

L et B sont interchangeable.

- Généralisation

La contrainte à la verticale d'un point quelconque A s'obtient en définissant, à partir du rectangle effectivement chargé et du point considéré, quatre rectangles ayant chacun un coin à la verticale du point A . Le coefficient d'influence total, à la verticale de A , est obtenu par application du principe de superposition en faisant la somme algébrique des coefficients d'influence de chacun des rectangles (figure IV.9).

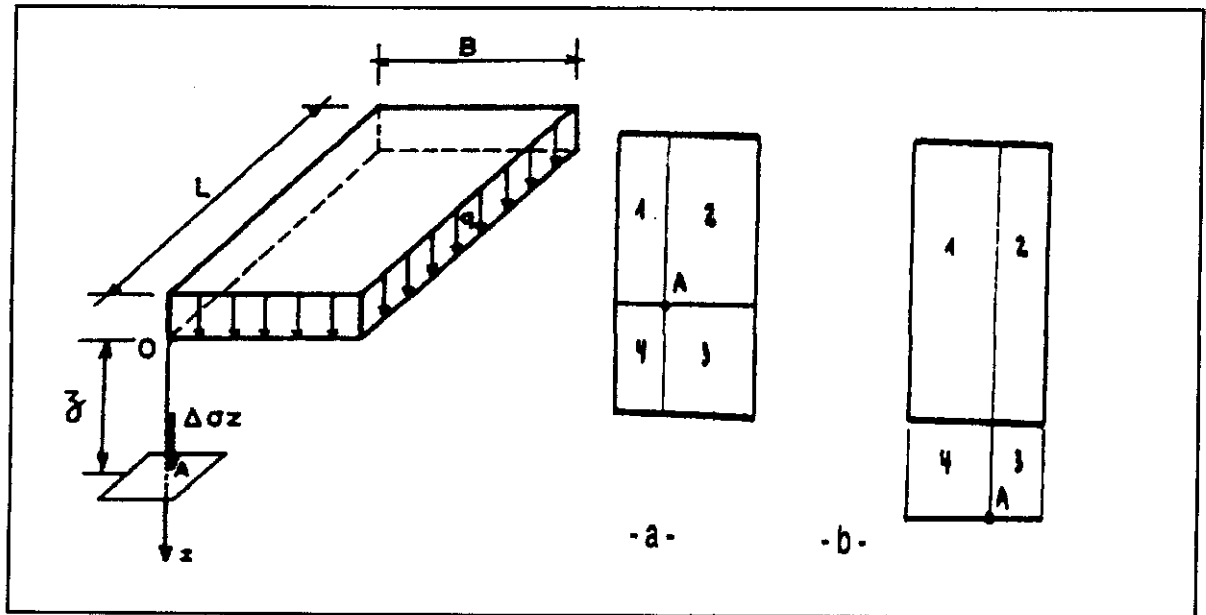


Figure IV.9 : les contraintes verticales

- La verticale passant par A traverse la zone chargée :

$$I = I_1 + I_2 + I_3 + I_4$$

- La verticale passant par A ne traverse pas la zone chargée :

$$I = I_1 + I_2 - I_3 - I_4$$

- Si $B^2 + L^2 + Z^2 < \frac{B^2 \times L^2}{Z^2}$

$$I_\sigma = \left(\frac{2B \times L \times Z \sqrt{B^2 + L^2 + Z^2}}{Z^2(B^2 + L^2 + Z^2) + B^2 \times L^2} \right) \left(\frac{B^2 + L^2 + 2Z^2}{B^2 + L^2 + Z^2} \right) + \pi$$

$$- \sin^{-1} \frac{2B \times L \times Z \sqrt{B^2 + L^2 + Z^2}}{Z^2(B^2 + L^2 + Z^2) + B^2 \times L^2}$$

- Si $B^2 + L^2 + Z^2 > \frac{B^2 \times L^2}{Z^2}$

$$I_\sigma = \left(\frac{2B \times L \times Z \sqrt{B^2 + L^2 + Z^2}}{Z^2(B^2 + L^2 + Z^2) + B^2 \times L^2} \right) \left(\frac{B^2 + L^2 + 2Z^2}{B^2 + L^2 + Z^2} \right)$$

$$+ \sin^{-1} \frac{2B \times L \times Z \sqrt{B^2 + L^2 + Z^2}}{Z^2(B^2 + L^2 + Z^2) + B^2 \times L^2}$$

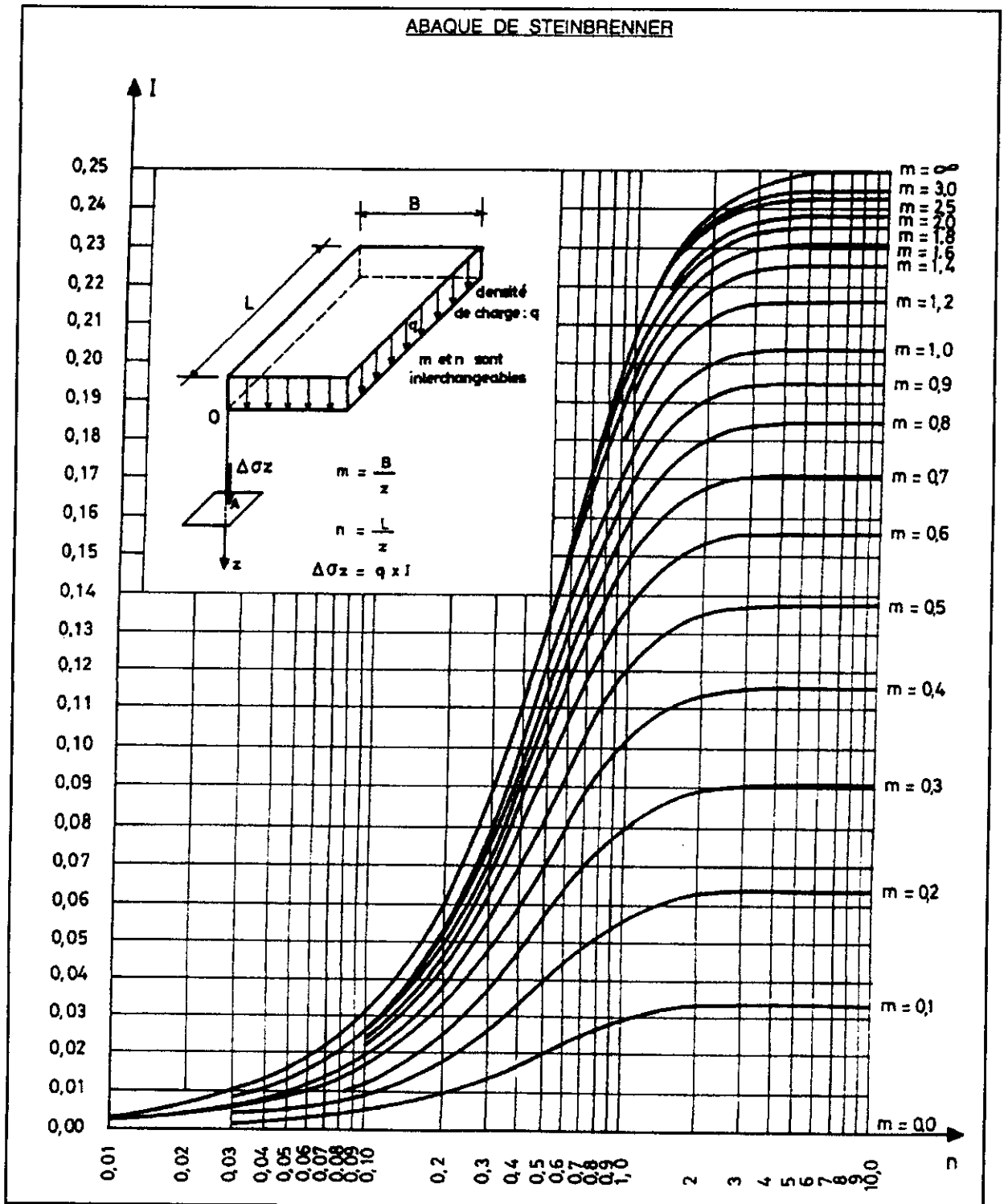


Figure IV.10: l'abaque de steinbrenner

➤ Calcul les contrainte vertical

- $Z = 1.5 \text{ m}$ (couche de mélange de terre)

$$\sigma_v' = 1.5 \times (18 - 10) = 12 \text{ kpa}$$

- $Z = 7.9 \text{ m}$ (sable)

$$\sigma_v' = 12 + 6.4 \times (19 - 10) = 69.6 \text{ kpa}$$

- $Z = 11.025 \text{ m}$ (première couche de marne) calcul la contrainte vertical dans le milieu de la couche

$$\sigma_v' = 83.1 + 3.3 \times (21 - 10) = 119.4 \text{ kpa}$$

$$\sigma_v' = 83.1 + 6.6 \times (21 - 10) = 155.7 \text{ kpa}$$

- $Z = 24.47 \text{ m}$

$$\sigma_v' = 155.7 + 12,235 \times (21 - 10) = 290.285 \text{ kpa}$$

➤ Calcul $\Delta\sigma$

- Première couche $Z = 11.025 \text{ m}$

$$\Delta\sigma = q \times I$$

$$q = 356.1 \text{ kpa}$$

$$m = \frac{B}{Z} = \frac{12.87}{11.025} = 1.16$$

$$n = \frac{L}{Z} = \frac{16.45}{11.025} = 1.49$$

- On utilise l'abaque pour calcul I

$$I_{TOT} = 4. I = 0.8145$$

$$\Delta\sigma = 356.1 \times 0.8145 = 290.043 \text{ kpa}$$

- Si le sol est sur consolidé (SC) $\sigma_p' > \sigma_{v0}'$

$$\sigma_{v0}' = 119.4 \text{ kpa} \quad \Delta\sigma' = 290.043 \text{ kpa}$$

donc $\sigma_{v0}' < \sigma_p'$

$$S_{c1} = \frac{H_0 c_g}{1 + e_0} \log\left(\frac{\sigma_p'}{\sigma_{v0}'}\right) + \frac{H_0 c_c}{1 + e_0} \log\left(\frac{\sigma_{v0}' + \Delta\sigma'}{\sigma_p'}\right)$$

$$S_{c1} = \frac{6.25 \times 0.034}{1 + 0.592} \log\left(\frac{277.17}{119.4}\right) + \frac{6.25 \times 0.105}{1 + 0.592} \log\left(\frac{119.4 + 290.043}{277.17}\right)$$

$$S_{c1} = 11.86 \text{ cm}$$

- Deuxieme couche $Z = 26.385 \text{ m}$

$$m = \frac{B}{Z} = \frac{12.87}{26.385} = 0.48$$

$$n = \frac{L}{Z} = \frac{16.45}{26.385} = 0.62$$

- On utilise la baque pour calcul I

$$I_{TOT} = 4. I = 0.3884$$

$$\Delta\sigma = 356.1 \times 0.3884 = 138.309 \text{ kpa}$$

- Si le sol est normalement consolidé (NC) $\sigma_p' = \sigma_{v0}'$

$$S_{c2} = \frac{H_0 c_c}{1 + e_0} \log\left(1 + \frac{\Delta\sigma'}{\sigma_p'}\right)$$

$$S_{c2} = \frac{24.47 \times 0.105}{1 + 0.592} \log\left(1 + \frac{138.309}{277.17}\right)$$

$$S_{c2} = 28.37 \text{ cm}$$

$$S_c = S_{c1} + S_{c2} = 11.86 + 28.37 = 40.23 \text{ cm}$$

$$S_{tot} = S_i + S_c = 2.2 + 40.23 = 42.43 \text{ cm}$$

➤ Calcul le temps

$$t = \frac{Dr^2 \times T_V}{C_V}$$

$$T_V (U < 60\%) = \frac{\pi}{4} \left(\frac{U\%}{100} \right)^2$$

$$T_V (U > 60\%) = 1.781 - 0.933 \log(100 - U\%)$$

▪ Première cas $U = 50\%$

$$T_V = \frac{\pi}{4} \left(\frac{50\%}{100} \right)^2 = 0.196 \text{ s}$$

$$C_V = 2.3 \times \frac{k(1+e)}{C_c \times \gamma_w} \times \sigma_{v0} = 2.3 \times \frac{9.14 \times 10^{-8}(1+0.592)}{0.105 \times 10} \times 290.285$$

$$= 9.252 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

Donc :

$$t = \frac{Dr^2 \times T_V}{C_V} = \frac{(30.72)^2 \times 0.196}{9.252 \times 10^{-6}} = 19992305.06 \text{ s} = 0.64 \text{ ans}$$

▪ Deuxième cas $U = 90\%$

$$T_V (U > 60\%) = 1.781 - 0.933 \log(100 - 90\%) = 0.848$$

$$C_V = 2.3 \times \frac{k(1+e)}{C_c \times \gamma_w} \times \sigma_{v0} = 2.3 \times \frac{9.14 \times 10^{-8}(1+0.592)}{0.105 \times 10} \times 290.285$$

$$= 9.252 \times 10^{-6}$$

Donc :

$$t = \frac{Dr^2 \times T_V}{C_V} = \frac{(30.72)^2 \times 0.848}{9.252 \times 10^{-6}} = 86497319.84 \text{ s} = 2.8 \text{ ans}$$

IV.3 Conclusion

Les caissons sont des ouvrages colossaux, leurs étude, conception et réalisation exigent beaucoup d'effort et d'attention durant l'évaluation des efforts appliquées. La stabilité de caisson doit être assurée en flottation pendant le transport et après son installation dans sa position définitive. Selon les résultats de calcul on peut note que les stabilités vis-à-vis renversement et glissement sont largement assurées, cependant pour la capacité portante de son cote le tassement obtenue

chapitre V

Modélisation numérique d'un caisson

V.1 Introduction

Les progrès acquis durant ces derniers décennies dans les outils de calcul automatiques et le développement des méthodes numériques comme la méthode des éléments finis MEF, ont permis de dépasser les limitations géométriques et rhéologiques des méthodes de calcul traditionnelles et d'aborder l'étude de problèmes aux géométries et lois de comportement complexes. Ce progrès se traduit en domaine de la géotechnique par la définition des lois de comportement à chaque type de sol et la combinaison des concepts classiques de compressibilité et d'états limites de résistance au cisaillement.

Ces derniers temps la plupart des projets de fin d'étude concernant la modélisation des ouvrages géotechniques sont étudiés à l'aide du logiciel Plaxis, donc on opte pour ce code pour l'analyse du comportement de caisson.

V.2 Présentation du Plaxis

C'est un logiciel aujourd'hui couramment utilisé en bureaux d'études. Conçu par des géotechniciens numériques de l'université de Delft aux Pays-Bas dans les années 1980, le code de calcul éléments finis Plaxis est un outil pratique d'analyse d'ouvrages et d'essais géotechniques. Si ce code a initialement été développé pour analyser les digues et les sols mous, son champ d'application s'étend aujourd'hui à une large gamme de problèmes géotechniques. Il permet d'analyser des problèmes élastiques, élasto-plastiques, élasto-viscoplastiques en 2D ou 3D par la méthode lagrangienne actualisée. Très fiable sur le plan numérique, ce code fait appel à des éléments de haute précision, tels que les éléments triangulaires à 15 nœuds.

Un des objectifs du logiciel PLAXIS est de fournir à l'utilisateur un code en éléments finis, qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques d'une manière appropriée, dans un délai raisonnable en utilisant des modèles de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale[22].

V.3 Les lois de comportement

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élasto-plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées, permettant de décrire presque tous les aspects du comportement des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs numériques. Dans ce schéma, la modélisation par élément fini permet de résoudre les problèmes aux conditions limites en tenant compte le mieux que possible le comportement réel du sol. Deux difficultés majeures ont empêché la réalisation complète de ce schéma d'une part, les lois de comportement qui décrivent bien le comportement des sols sont complexes et exigent des travaux laborieux et coûteux pour déterminer leurs paramètres. La seconde difficulté c'est l'intégration de ces lois de comportement dans des codes de calcul par éléments finis, bi ou tridimensionnels, le coût de ces calculs est généralement important. Actuellement peu de codes sont opérationnels, avec des lois sophistiquées[22].

Les règles d'or dans le domaine de la simulation du comportement d'un ouvrage sont :

- ✓ Quel est le comportement principal à modéliser ?
- ✓ Utiliser un modèle qui décrive au mieux ce comportement.
- ✓ Interpréter les résultats, notamment en fonction des paramètres de la modélisation.

V.3.1 Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique linéaire utilisé dans PLAXIS est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de Poisson ν , l'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ($G_u = G$), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module d'Young non drainés supérieur au module d'Young drainé. La relation entre le module d'Young E est les autres modules sont données par les équations :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

$$E_{oed} = \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)}$$

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)}$$

Le modèle élastique linéaire de PLAXIS peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures béton ou métal en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de la mécanique des roches.

V.3.2 Modèle de Mohr-Coulomb

Le modèle de Mohr-Coulomb simule un comportement élastique-parfaitement plastique sans écoulement. Il a une grande utilisation dans le domaine géotechnique vu ces paramètres. Dans le plan de Mohr, la courbe intrinsèque est représentée par la relation linéaire de Coulomb : $\tau = \sigma_n \tan \phi + c$, où σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement sur le plan de rupture, c et ϕ , la cohésion et l'angle de frottement interne respectivement du matériau (propriétés de sol), comme indiqué sur la Figure (V.1) [22].

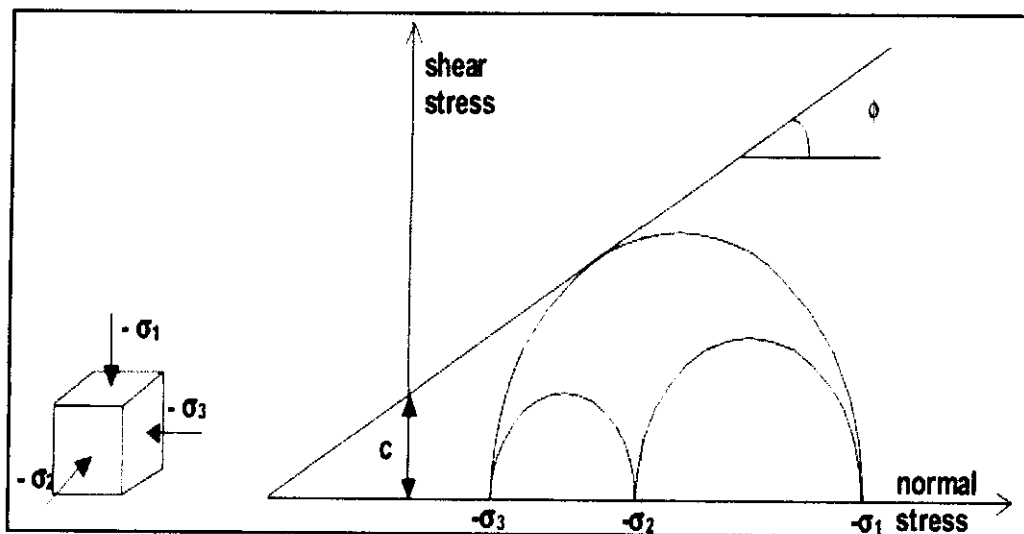


Figure V.1: Courbes intrinsèques du modèle de Mohr-Coulomb

Le modèle exige l'introduction de cinq paramètres. Les deux premiers élastiques sont E et ν . Les autres sont c , ϕ et ψ . Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, souvent fournis par des essais de laboratoires, et employés dans les calculs de déformation ou de stabilité des massifs de sols.

- **Module de Young** : Le choix du module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en Géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de déformation et de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est considéré constant. La détermination de ce module nécessite des essais spéciaux. Il est souvent conseillé de prendre un module "moyen", par exemple celui correspondant à un niveau égal à 50% de la contrainte déviatorique maximum (Figure V.2) [22].

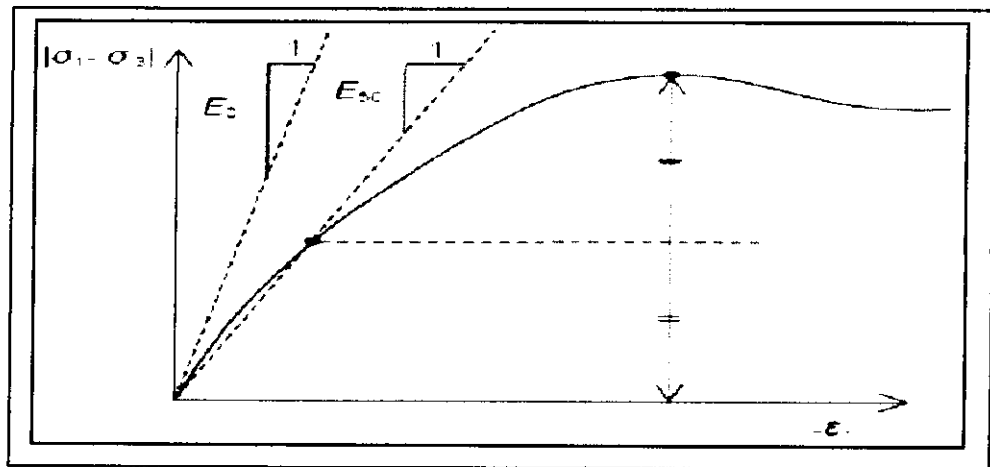


Figure V.2 : Définitions du module à 50 % de la rupture

- **Coefficient de Poisson** : Les valeurs du coefficient de Poisson se situent entre 0.2 et 0.4 pour la majorité des sols.
- **Angle de frottement** : L'angle de frottement est constant, indépendant de la contrainte moyenne.
- **Cohésion** : Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottant, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des raisons de calculs numériques.
- **L'angle de dilatance** : Le dernier paramètre est l'angle de dilatance noté ψ ; c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

$$\psi = \varphi - 30^\circ \quad \text{pour } \varphi > 30^\circ$$

$$\psi = 0^\circ \quad \text{pour } \varphi < 30^\circ$$

Le cas où $\psi < 0^\circ$ correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique). La valeur $\psi = 0^\circ$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de faible ou moyenne densité sous contraintes importantes.

V.3.3 Modèle pour sols "mous" (Soft Soil Model, SSM)

Ce modèle (en abrégé SSM) est un modèle dérivé du concept de Cam-Clay. Historiquement le modèle Cam Clay a été développé à l'université de Cambridge (Royom Unis), dans les années soixante. L'idée de base de ce modèle est de prendre en compte l'effet d'écroutissage induit par la pression moyenne sur les argiles. Sous l'effet d'une pression moyenne, la teneur en eau diminue et l'argile devient plus résistante.

Il s'agit d'un modèle élasto-plastique avec une surface de charge. Sous la surface de charge, le matériau reste élastique, tandis que si le point représentatif de l'état de contrainte effectif atteint la surface de charge, alors des déformations plastiques apparaissent avec un comportement non réversible. Une surface de plasticité associée limite l'espace entre les états admissibles et non admissibles (Figure V.6) [22].

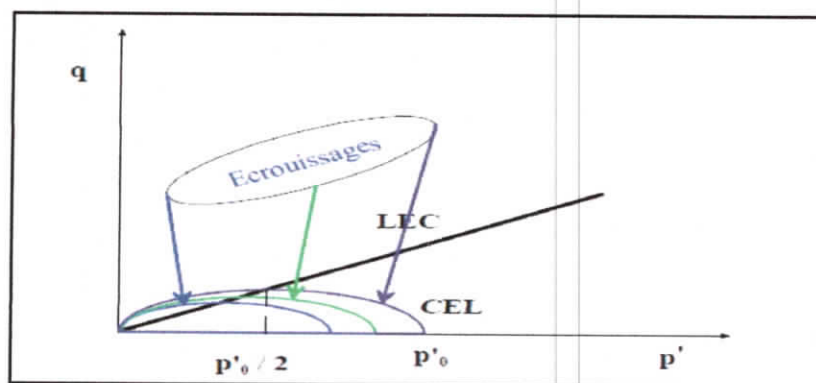


Figure V.3 : surfaces de charge du modèle de Cam-Clay

▪ Les paramètres de SSM

- λ^* : indice de compression
- κ^* : indice de gonflement
- c : cohésion (effective) [kN/m²]
- φ : angle de frottement effectif [°]
- ψ : angle de dilatance [°]

- C_c : indice de compressibilité
 - C_s : indice de gonflement
 - e_0 : indice de vide
- **Les paramètres avancés**
 - ν_{ur} : Coefficient de Poisson en charge-décharge
 - K_0^{NC} : Coefficient des terres au repos pour un sol normalement consolidé --
 - M : pente de la courbe d'état critique dans le plan (p,q)

V.4 Présentation du projet

V.4.1 Présentation du site

Le port de Djen-Djen se trouve dans la wilaya de Jijel, ville côtière, est un site vierge situé à 135km de Constantine et à 40 km de la première zone franche d'Algérie «BELLARA ». Elle s'inscrit dans le cadre de l'accroissement des capacités portuaires de la région centre /Est, et faisant partie d'un ensemble de projets.

Le site est environ à un kilomètre (01km) à l'Est de l'embouchure de oued Djen- Djen, une des rares zones de cette région de la cote qui offre une surface plane suffisamment large pour un développement industriel.



Figure V.4 : Situation du projet

V.4.2 la coupe géologique de la zone de projet

La coupe géologique, établie pour le profil du sol, localisé au niveau de la position de mur de quai, est montrée sur les figures (V.5).

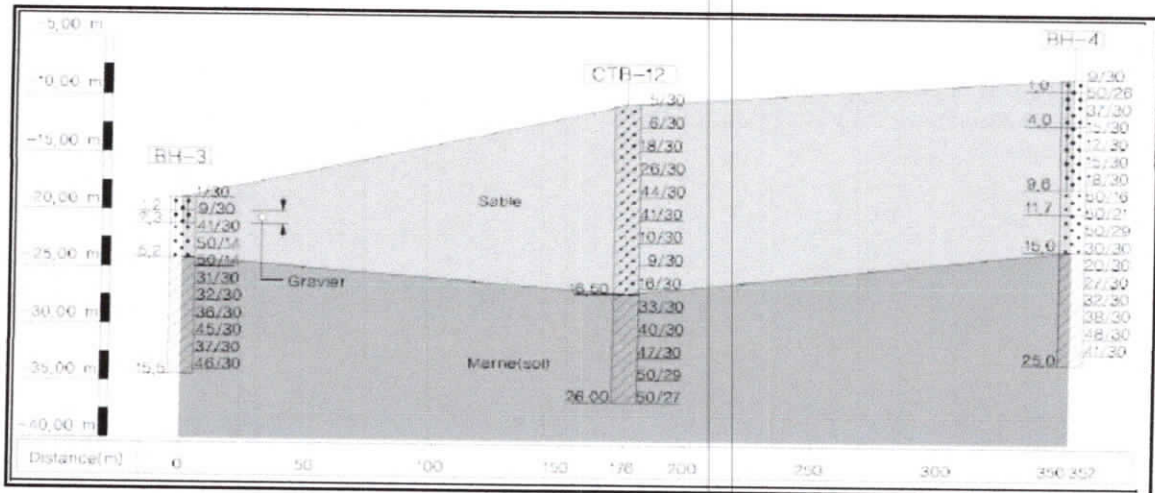


Figure V.5 : coupe géologique de l'emplacement de mur de quai

V.4.3 Définition d'un Caisson

Le caisson est une grande boîte, en réalité, est une chambre, habituellement construit en béton armé ou acier mais parfois en bois, utilisé dans la construction de fondations, digues ou jetées à l'intérieur ou près d'une masse d'eau. Les caissons sont construits habituellement en surface puis transportés coulés et enfoncés vers leurs emplacements finals sous leurs poids propre et par excavation des terres, enfin remplis par de béton et /ou de sable (figure V.6).

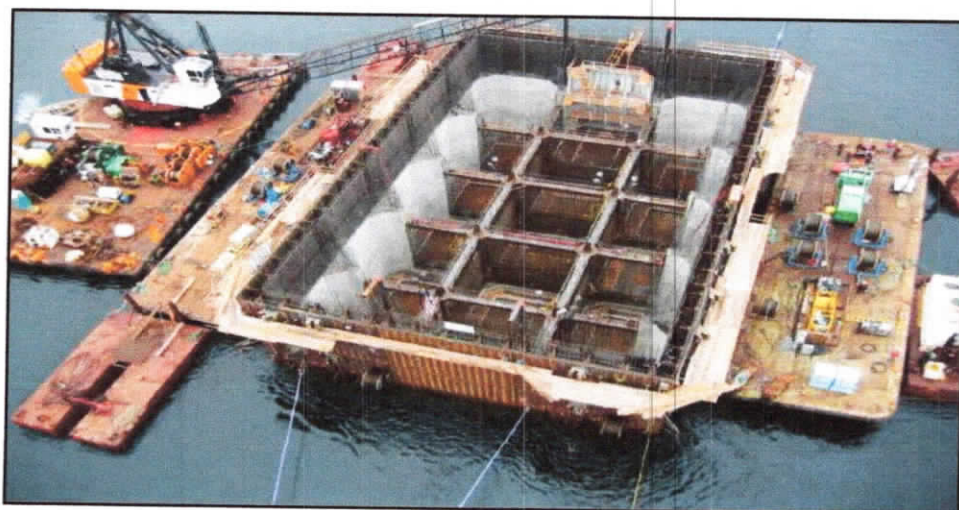


Figure V.6: le caisson

V.5 Modélisation numérique avec logiciel Plaxis

V.5.1 Caractéristiques des matériaux de l'ouvrage

▪ Béton

- Résistance à la compression 28 jours : 35 MPa
- Résistance à la traction 28 jours : $0,6+0,06 \times f_{c28} = 2,7$ MPa
- Module d'élasticité à court terme (E_i) : 35981,73 MPa
- Module d'élasticité à long terme (E_v) : 12102,95 MPa
- Rapport de Poisson (ν) : 0,2
- Epaisseur d'enrobage $C=70$ mm (côté extérieur); $C=50$ mm (côté intérieur)

▪ Armatures

- Limite d'élasticité minimale (f_y) : 500 MPa
- Module d'élasticité (E_s) : 200000 MPa

▪ Caractéristiques de caisson

Les paramètres demandés par Plaxis pour le modèle **Elastique linéaire**, sont présentés dans le (Tableau V.1).

Tableau V.1: Caractéristiques de caisson

Paramètre	Valeur
Module de Young E (KN/m^2)	1.210×10^7
Coefficient de poisson ν	0.2

▪ Caractéristiques du Sol 1 (sable de remplissage)

Les paramètres demandés par Plaxis pour le modèle **Mohr-Coulomb**, sont présentés dans le (Tableau V.2).

Tableau V.2: les caractéristiques du sol 1

Paramètres	Symbole	Valeur	Unité
Module de Young	E	50000	kN/m^2
Coefficient de poisson	ν	0,3	-
Cohésion	c	1	kN/m^2
Angle de frottement interne	ϕ	30	°
Angle de dilatance	Ψ	0	°

▪ **Caractéristiques du Sol 2 (sable d'origine)**

Les paramètres à introduire par Plaxis pour le modèle *Mohr-Coulomb*, sont présentés dans le (Tableau V.3)

Tableau V.3: Caractéristiques du Sol 2

Paramètres	Symbole	Valeur	Unité
Module de Young	E	50000	kN/m ²
Coefficient de poisson	ν	0,3	-
Cohésion	c	10	kN/m ²
Angle de frottement interne	ϕ	32,5	°
Angle de dilatance	Ψ	2.5	°

▪ **Caractéristiques de marne**

Les paramètres demandés par Plaxis pour le modèle *Mohr-Coulomb*, sont présentés dans le (Tableau V.4).

Tableau V.4: Caractéristiques de marne

Paramètres	Symbole	Valeur	Unité
Module de Young	E	40000	kN/m ²
Coefficient de poisson	ν	0,3	-
Cohésion	c	53	kN/m ²
Angle de frottement interne	ϕ	34	°
Angle de dilatance	Ψ	4	°

Les paramètres demandés par Plaxis pour le modèle *Soft Soil Model*, sont présentés dans le (Tableau V.5).

Tableau V.5: Caractéristiques de marne

Paramètres	Symbole	Valeur	Unité
Lambda*	λ^*	0,029	-
Kappa*	κ^*	0,019	-
Cohésion	c	53	kN/m ²
Angle de frottement interne	ϕ	34	°
Angle de dilatance	Ψ	4	°

▪ **Caractéristiques de la couche de mélange de terre**

Les paramètres demandés par Plaxis pour le modèle *Mohr-Coulomb*, sont présentés dans le (Tableau V.6).

Tableau V.6: Caractéristiques couche mélange de terre

Paramètres	Symbole	Valeur	Unité
Module de Young	E	100000	kN/m ²
Coefficient de poisson	ν	0,2	-
Cohésion	c	71,11	kN/m ²
Angle de frottement interne	ϕ	15,81	°
Angle de dilatance	Ψ	0	°

V.5.2 la modulisation

➤ **La Géométrie du modèle**

La géométrie et les dimensions du problème sont illustrés sur la figure (V.7), il comporte un caisson de 25.75 m de largeur et 18.1 m de hauteur, supporte un remblai et repose sur un massif de sol constitue de deux couches.

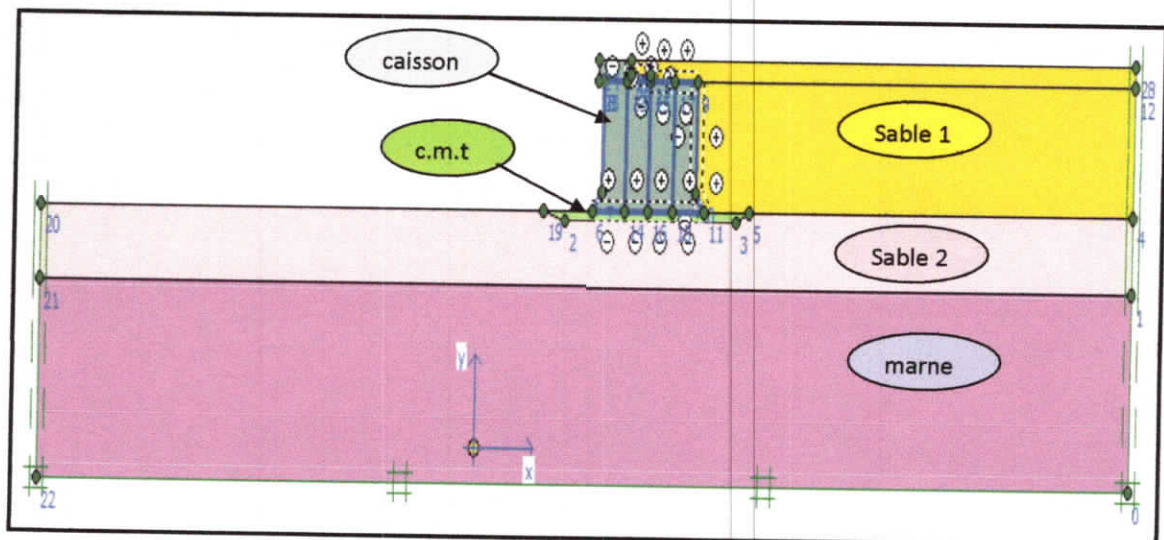


Figure V.7 : Modèle de modélisation avec Plaxis

NOTE : C. M. T = couche mélange de terre.

➤ **Génération du maillage**

Le milieu est discrétisé par 166 éléments finis triangulaires à six nœuds. Le nombre total des nœuds est de 439 comme il est montré sur la figure (V.8).

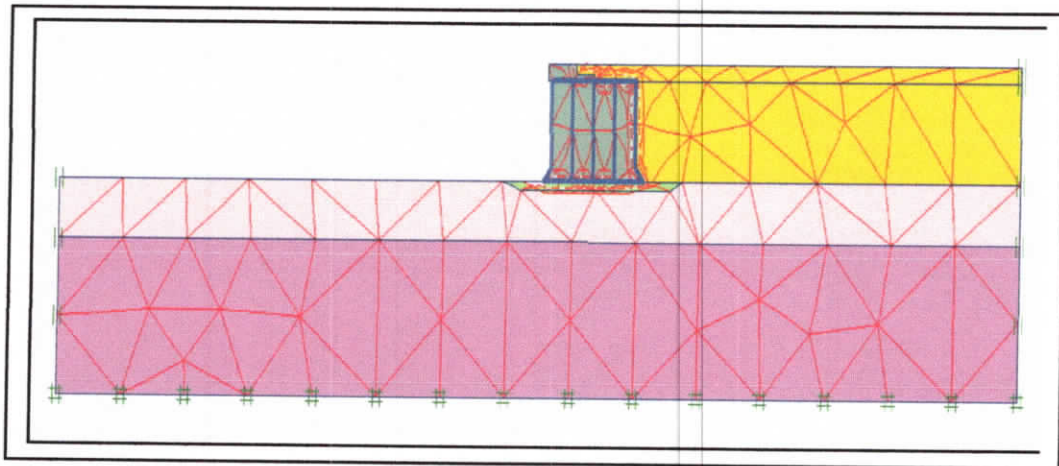


Figure V.8: Discretisation du problème (maillage)

➤ **Conditions initiales**

Les conditions initiales comporte la génération les pressions interstitielles et les contraintes initiales.

1. Conditions hydrauliques

La nappe phréatique est localisée à -0.5m par rapport au niveau supérieur de caisson (Figure V.9).

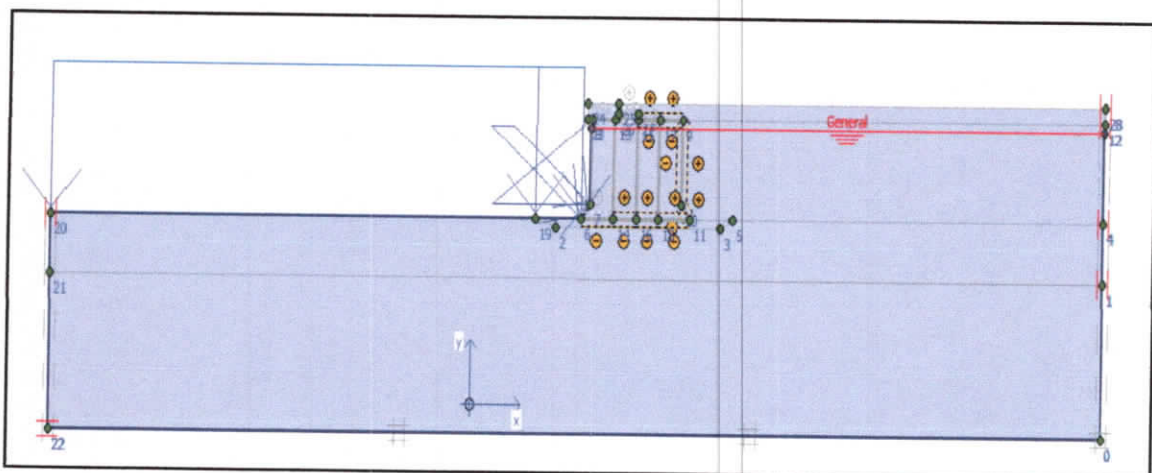


Figure V.9: Conditions hydrauliques initiales

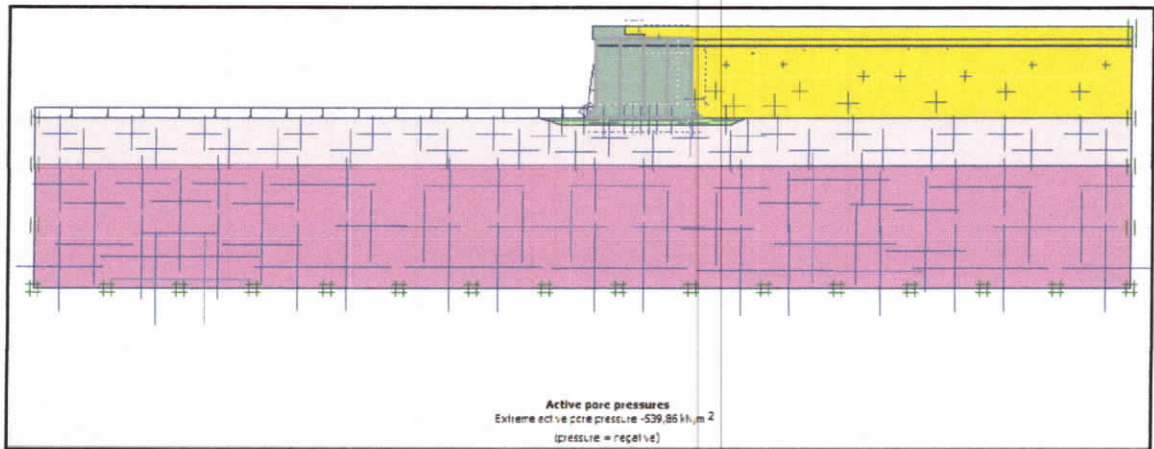


Figure V.10 : Génération des pressions interstitielles initiales. ($U_{max} = -539.86 \text{ kN/m}^2$).

➤ **Contraintes initiales**

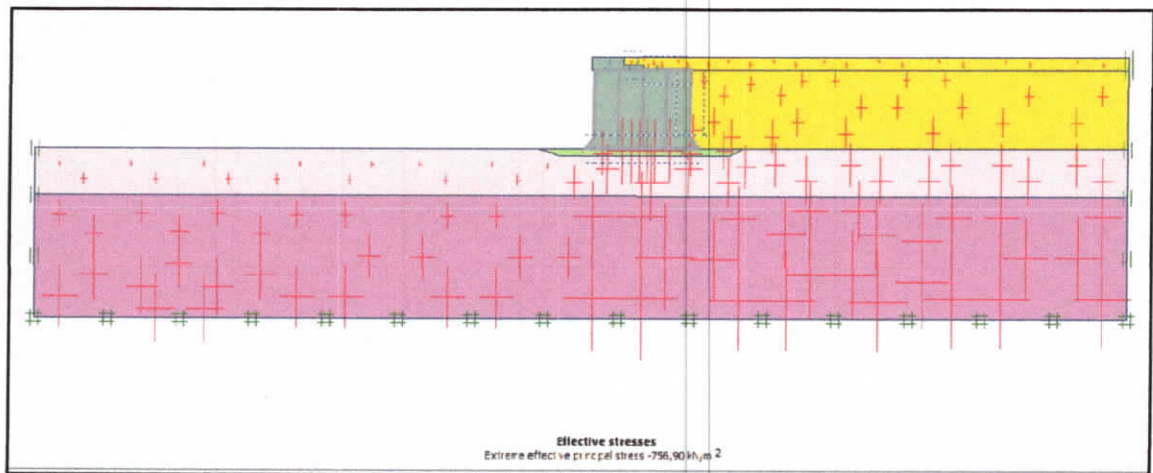


Figure V.11: Génération des contraintes effectives

Les contraintes ont été initialisées en utilisant le coefficient des terres au repos $K_0 = 1 - \sin \phi$ (formule de Jacky) sous le poids propre des sols (Figure V.11).

➤ **Procédure de calcul**

Pendant la simulation numérique, le calcul se fait en 3 phases (Figure V.11).

- ✓ la phase 1 (plastic) est faite au moyen de procédé "staged construction";
- ✓ la phase 2 (plastic) est faite au moyen de procédé "total multiplier";
- ✓ la phase 3 (consolidation) est faite au "staged construction".



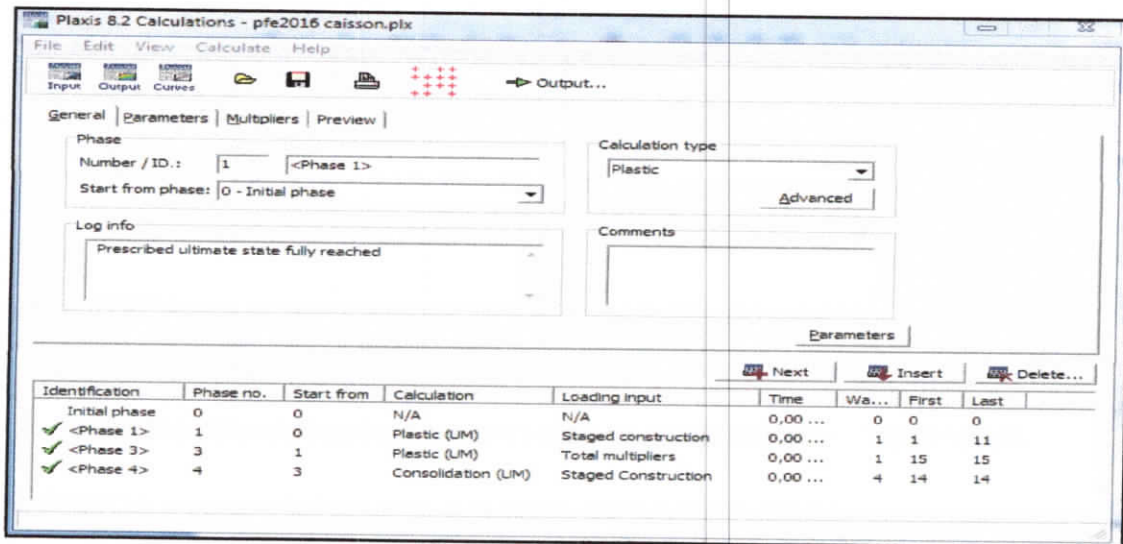


Figure V.12 : L'étape de calcul

V.5.3 Présentation et discussion des résultats

a. Tassement

Les déplacements verticaux obtenus après simulation numérique de comportement de caisson sont présentés sur la figure (V.13) on note que le tassement n'est pas uniforme sous le caisson (tassement différentielle) avec un tassement maximum de 95,054 cm, enregistré sous les pieds avant du caisson cette grandeur est environ le double de tassement calculé utilisant les résultats de l'essai de l'odomètre ($S = 42.43$ cm). Ce comportement risque d'engendrer la déstabilisation de caisson au long terme par renversement.

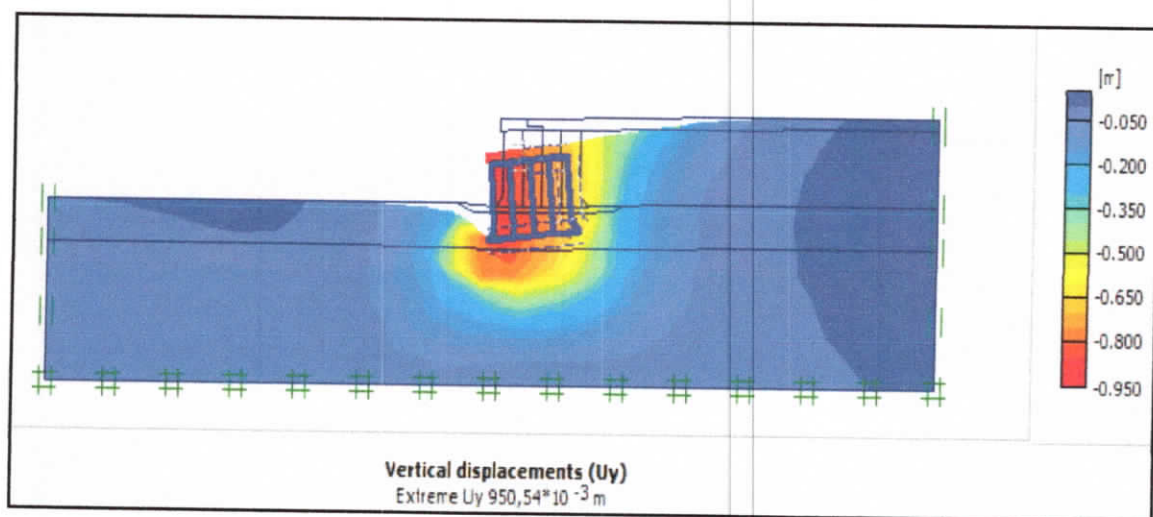


Figure V.13 : déplacement verticale

Les figures (V.14) (V.15) (V.16) montrent l'allure de variation de déplacements verticaux pour différentes coupes horizontales, immédiatement au dessous de caisson, au milieu de la couche de sable et au milieu de la couche de marne. On note que la valeur de tassement maximum diminue avec la profondeur et localisé au dessous de l'axe de caisson (tableau V.7)

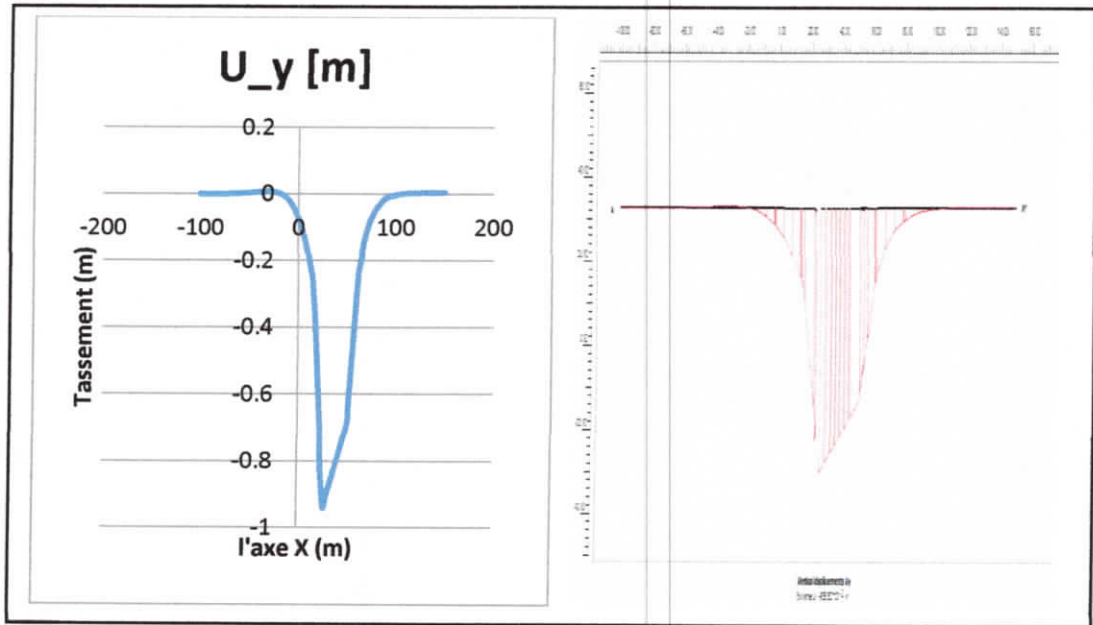


Figure V.14 : déplacement verticale au dessous de caisson

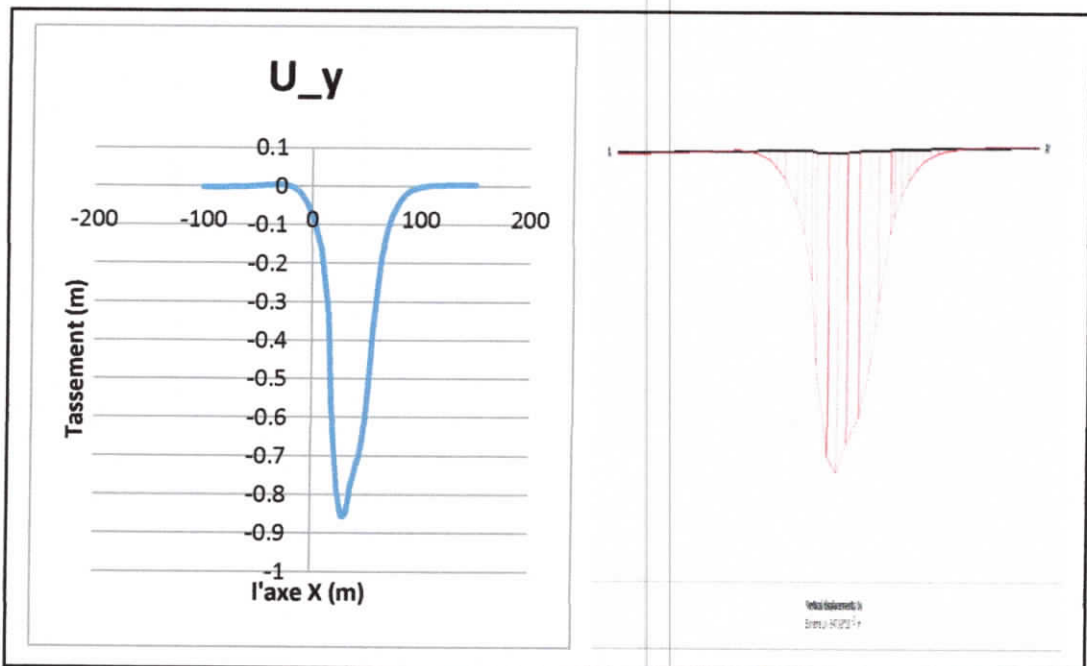


Figure V.15 : déplacement verticale au milieu de la couche de sable

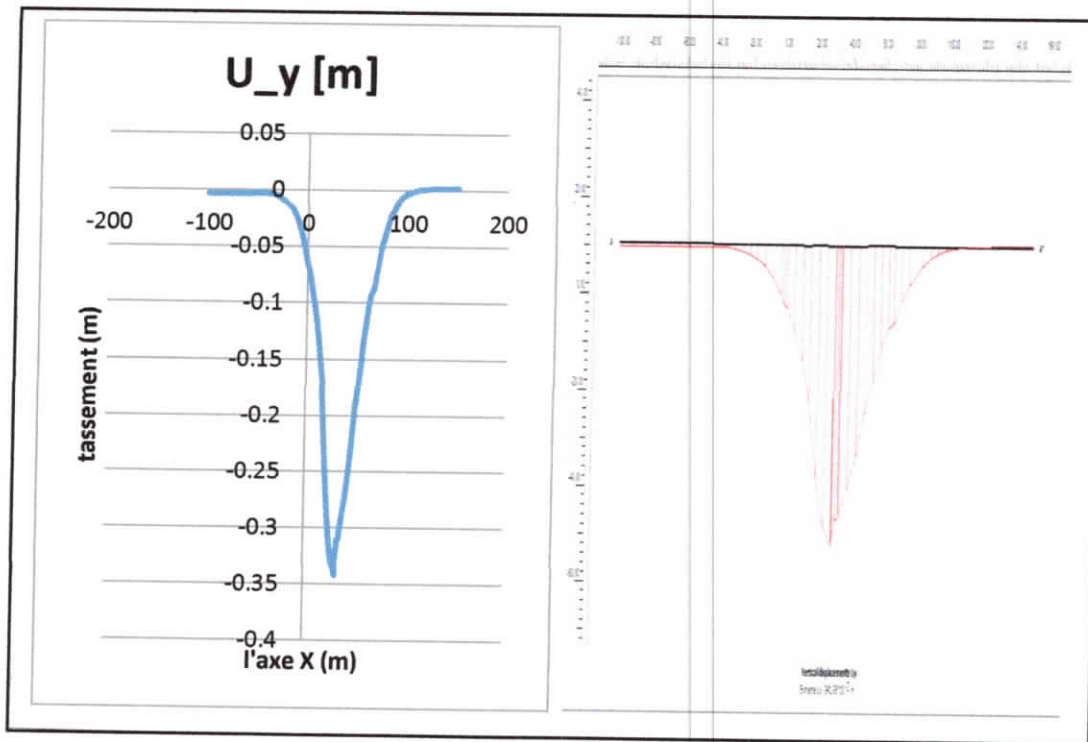


Figure V.16 : déplacement verticale au milieu de la couche de marne

Tableau V.7: les valeurs de tassement maximum à différentes profondeurs

Profondeur	Tassement (cm)
au dessous de caisson	93,85
au milieu de la couche de sable	84,79
au milieu de la couche de marne	34,19

b. Les contraintes totales

La distribution des contraintes totales principales est montrée sur la figure(V.17), on note que la zone la plus sollicitée se trouve dans la couche de marne avec une valeur maximum $-3,80 \cdot 10^3$ (KN/m)

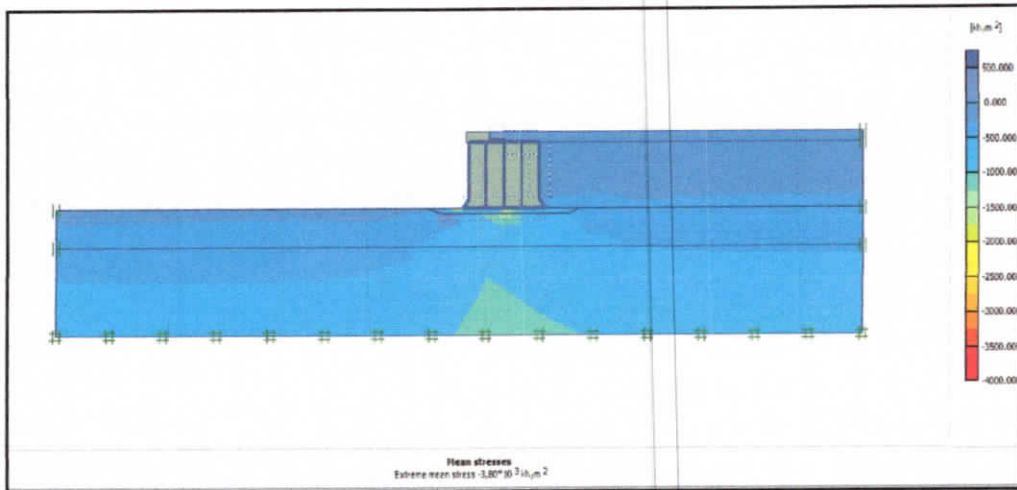


Figure V.17 : contrainte totale

- **Au dessous de caisson**

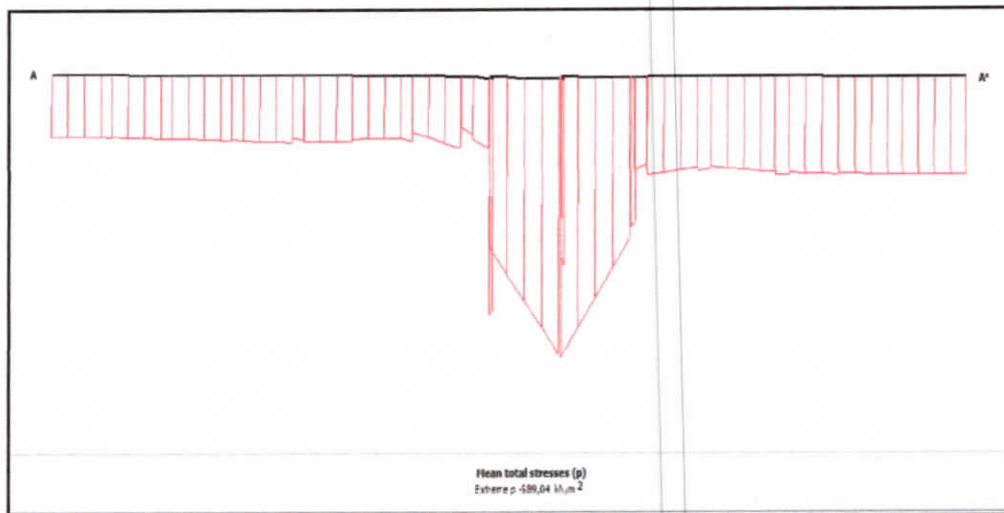


Figure V.18 : contrainte au dessous de caisson

- Au milieu de la couche de sable 2

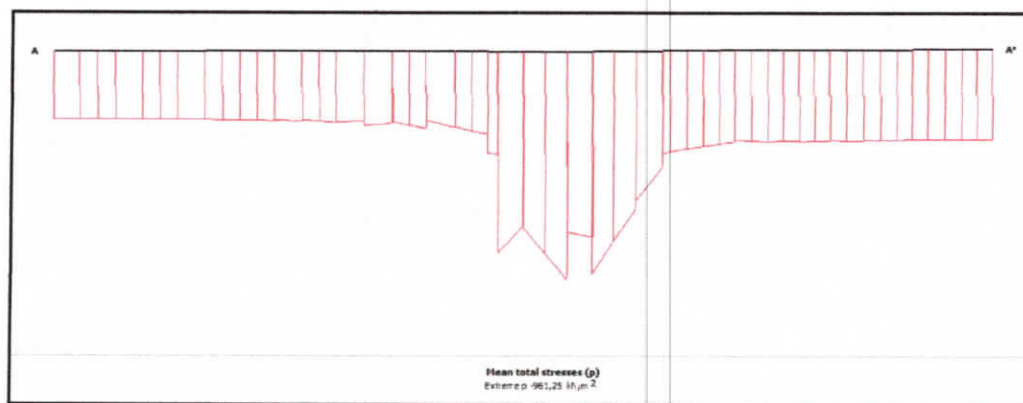


Figure V.19: contrainte total au dessous de caisson

- Au milieu de la couche de marne



Figure V.20: contrainte total au milieu de la couche de marne

Tableau V.8 : les valeurs de contrainte maximum à différentes profondeurs

profondeur	Contrainte total (KN/m)
au dessous de caisson	-989 ,04
au milieu de la couche de sable	-961 ,25
au milieu de la couche de marne	-1,18*10 ³

c. L'effet de l'épaisseur de la couche de marne

Selon les résultats des sondages réalisés sur le site, on note que la couche de marne s'étale jusqu'à une profondeur de 40 m, et selon des informations établies par études géologiques l'épaisseur de la couche de marne peut dépasser les 100 m. et pour montrer l'effet de l'épaisseur de la couche de marne sur le tassement total on a considéré deux cas avec des épaisseurs réduites.

▪ Cas 1 : L'épaisseur de la couche de marne = 14 m

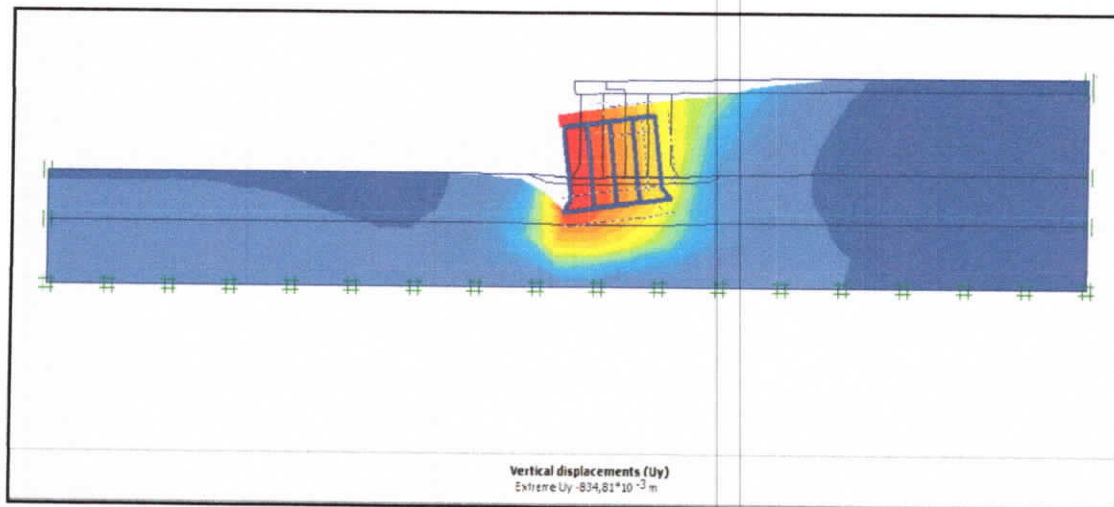


Figure V.21: déplacement vertical dans le cas de l'épaisseur de marne = 14 m

▪ Cas 2 : L'épaisseur de la couche de marne = 7 m

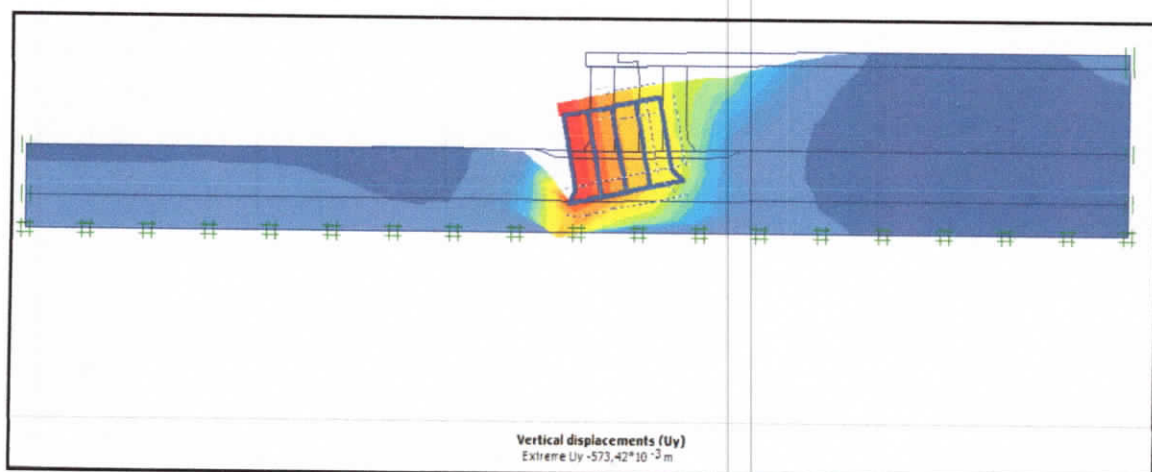


Figure V.22 : déplacement vertical dans le cas de l'épaisseur de marne = 7 m

On note que le tassement diminue avec l'épaisseur de la couche compressible de marne

Tableau V.9 : les valeurs des déplacements verticaux à différentes épaisseur de la couche de marne

L'épaisseur de la couche de marne (m)	Déplacement verticale (cm)
14	83.481
7	57.342

d. Etude paramétrique

Pour apprécier l'effet de variation de certain paramètre on a considéré deux dont la couche de marne est considéré plus consistante. Les valeurs des paramètres modifiées sont regroupées dans le tableau (V.10) et les figures (V.23) (V.24) donnent les déplacements verticaux pour chaque cas. On note que le tassement total diminue avec la diminution de la compressibilité de la couche de marne.

Tableau V.10 : les paramètres de la couche de marne au 1^{er} cas et 2^{ème} cas

Paramètres	Symbole	Cas 1	Cas 2
Lambda*	λ^*	0,013	0,022
Kappa*	κ^*	0,0079	0,014
Indice de vide	e_0	0,197	0,394
Indice de compression	C_c	0,035	0,070
Indice de ré compression	C_s	0,011	0,022
Cohésion (kN/m ²)	c	53	53
Angle de frottement interne (°)	φ	35	35
Angle de dilatance (°)	Ψ	5	5

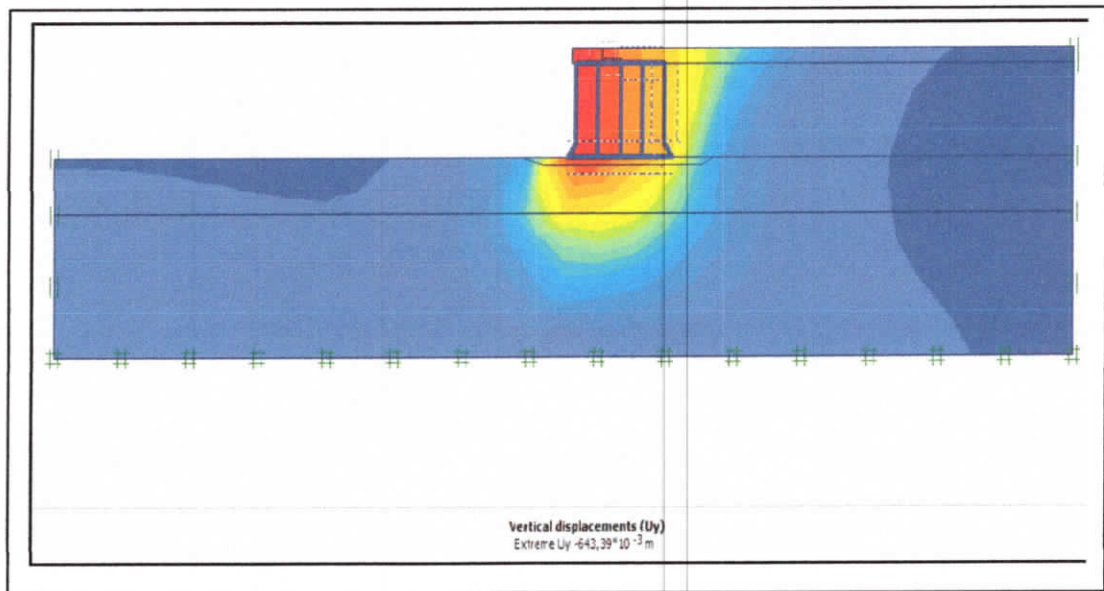


Figure V.23 : déplacement verticale au 1^{er} cas

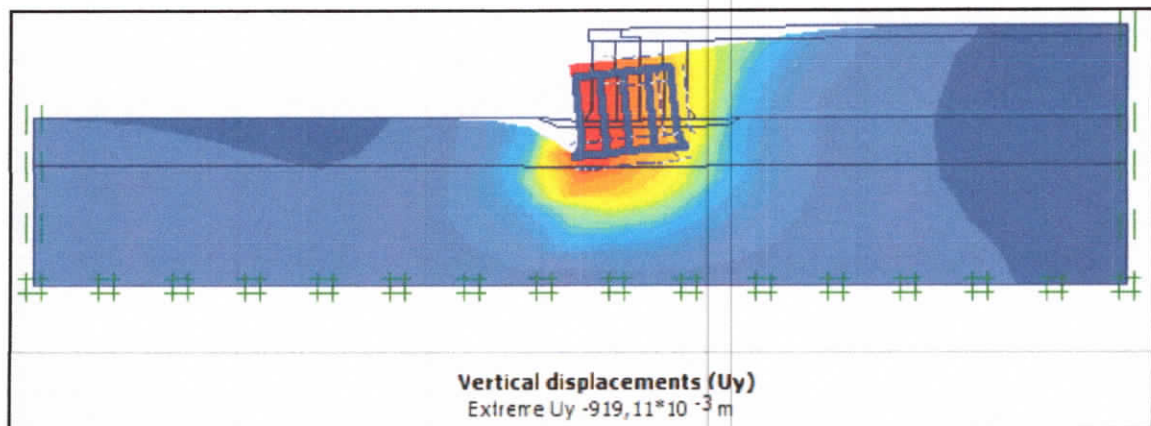


Figure V.24 : déplacement verticale au 2^{eme} cas

V.6 Conclusion

Les ingénieurs confrontés à des problèmes complexes ont cherché depuis longtemps à utiliser des modèles rhéologiques adaptés aux sols pour simuler le comportement des ouvrages géotechniques. Ces modèles, introduits dans des codes de calcul en éléments finis, permettent la résolution des problèmes liés au tassement, au fluage, à la consolidation et à la rupture des sols. En effet, la modélisation numérique de ces ouvrages géotechniques s'inscrit dans une pratique commune en génie civil qui vise la réduction des coûts d'études et les difficultés rencontrées lors de la construction.

Conclusion générale

Ce mémoire s'inscrit dans le cadre général de l'étude de la stabilité de caisson conçu pour la construction de mur de quai dans le port de Djen Djen. Le travail réalisé durant ce projet de fin d'études nous a permis d'acquérir des connaissances sur les différentes installations portuaires en particulier les quais et les digues de protection. En générale, l'étude de quai d'un port maritime met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines des sciences de l'ingénieur telles que la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux, la géologie et la géotechnique, ainsi que le calcul numérique par ordinateur.

Pour notre projet nous avons concrétisé notre objectif en réalisant les étapes essentielles suivantes :

- Présentation de l'étude hydrodynamique (Méthode de Gooda);
- Collecte des données et évaluation des propriétés géotechniques de différents horizons ;
- Evaluation des efforts sur le caisson et étude de sa stabilité ;
- Modélisation numérique de comportement de caisson.

On se basant sur les résultats de notre étude on peut tirer les conclusions suivantes :

- La construction des quais de port est une opération gigantesque, leur conception exigent des moyennes colossales soit pendant les investigations géotechniques que durant les étapes de construction et d'installation finale des caissons;
- Vue la grande épaisseur des couches de sol sollicitées en profondeur, la réalisation des essais géotechniques et l'interprétation des résultats obtenus doit être performé avec beaucoup de précaution ;
- Selon les résultats de notre étude, les stabilités de caisson vis-à-vis renversement et glissement sont largement assurées ;
- L'étude de la stabilité de sol de fondation, par les méthodes de capacité portante révèle que les contraintes induites par le caisson restent inférieure aux capacités portantes admissibles de différentes couches ;
- L'évaluation de tassement par la méthode de l'odomètre montre que ce tassement de la couche de marne est important. Cependant la modélisation numérique de comportement de caisson ensemble avec le remblai et les sous couches, montre que le tassement est très important sous le pied avant de

Conclusion Générale

caisson et que le tassement différentielle risque de provoquer le renversement de caisson à long terme.

- Vue l'importance de l'épaisseur de la couche compressible de marne, on recommande d'envisager des procédures pour accélérer le tassement de cette couche par chargement et / ou par installation des drains verticaux.

Bibliographie

- [1] Pressions excessives dynamiques d'eau interstitielle par les masses dynamiques de sol et des tailles dynamiques de l'eau Phuong H.V. Truong.
- [2] Travaux maritimes et fluviaux génie civil, ouvrages portuaires, pieux et palplanches en site nautiques..... BALINEAU.
- [3] Travaux de dragage et travaux maritimes..... group de Jan de Nul.
- [4] Travaux maritimes VINCI Construction.
- [5] Méthodologies d'exécution des travaux (Départements de la construction et travaux maritimes, Daewoo E&C)
- [6] Travaux maritimes tome 1 & 2 J.CHAPON.
- [7] Cours pratique de mécanique des sols 2 J.COSTET et G.SANGLERAT.
- [8] La houle comment s'en protéger Département de la Martinique
- [9] Fondation et ouvrages en terres philliponat gérard.
- [10] Introduction à la géotechnique.....ROBERT D.HOLTZ et WILLIAM D.KOVACS.
- [11] Principios de ingenieria de cimentaciones (4et5emeédition).....BRAJA M.DAS.
- [12] Problèmes pratiques de mécanique des sols et de fondation (1er édition).....
.....G.sanglerat, Golivari et B.Cambou.
- [13] Design caisson breakwater an evaluation of the formula of Goda carlta L.vis
- [14] Goda, Y. (1974): "New wave formulae for composite breakwaters", Proc. 14th Intem.
- [15] Conference on Coastal Engineering, Copenhagen, Vol. 3, pp.1702-1720. Edit.
ASCE, New York.
- [16] Mécanique des sols UNIVERSITE DE JIJEL.
- [17] Mécanique des sols..... CNAM Paris.
- [18] Aide mémoire de mécanique des sols.....Gérard Degoutte et Paul Royet.
- [19] GéotechniqueEcole des mines de NANCY.
- [20] Résultats des reconnaissances géotechniqueDAEWOO E&C.
- [21] « Analyse numérique de l'influence de la stratification sur la portance du fondation superficielles ».....Benmoussa.Samir .thèse de doctorat,Université Mohamed Khider-Biskra,30janvier 2013.

[22] « Modélisation de comportement élastoplastique du sol et son extension pour l'analyse de l'interaction sol-fondation »..... Merah.Ahmed, Thèse de magister, Université Ammar Telidji Laghouat, 31 janvier 2005.

[23] « étude et modélisation des remblais sur des sols compressibles pénétrante reliant le port de béjaia à l'autoroute Est-Ouest sur 100 Km »..... Bekbouki.A et Nemar.Z, Thèse de master juin 2015

Annexe

ANNEXE

Annexe 1: présentation de site

- **Vue arienne de port de DjenDjen**







- **Vue générale de port après la réalisation des travaux**



- Annexe 2: Sondage

Les symbols des échantillons

- Symbols des méthodes de prélèvement des échantillons S.A.
Remarque
-  Échantillon naturel
 -  Échantillon d'essai de pénétration standard SPT
 -  Carotte
 -  Échantillon corréolé

■ CTB 12

Profondeur (m)	Altitude (m)	Normale (m)	Diamètre (m)	Méthode de détermination				Essai de pénétration standard			Résultats			Type		
				Type de sondage	Méthode	Description de l'échantillon	Profondeur (m)	Valeurs			PP (%)	T ₂₀ (°C)	S ₂₀ (g)			
								Bl	St	Lo						
00-16.50				Carotte	SPT	Tableau 10.1 Saturé en eau Saturé en eau Saturé en eau Saturé en eau Saturé en eau Saturé en eau Saturé en eau Saturé en eau Saturé en eau	00-02			3					0.0	○
							02-04	2	2	4					0.0	○
							04-06	6	6	12					0.0	○
							06-08	11	2	13					0.0	○
							08-10	11	20	31					0.0	○
							10-12	11	2	23					0.0	○
							12-14	4	4	8					0.0	○
							14-16	4	4	8					0.0	○
							16-18	4	4	8					0.0	○
							18-20	4	4	8					0.0	○
20-22	6	6	12					0.0	○							
22-24	6	6	12					0.0	○							
24-26	6	6	12					0.0	○							
26-28	6	6	12					0.0	○							
28-30	6	6	12					0.0	○							
30-32	6	6	12					0.0	○							
32-34	6	6	12					0.0	○							
34-36	6	6	12					0.0	○							
36-38	6	6	12					0.0	○							
38-40	6	6	12					0.0	○							
40-42	6	6	12					0.0	○							
42-44	6	6	12					0.0	○							
44-46	6	6	12					0.0	○							
46-48	6	6	12					0.0	○							
48-50	6	6	12					0.0	○							

						40/30	8	15	25				20 G	○
						47/30	10	17	30				22 G	○
						50/29	20	50					24 G	○
						50/27	23	50					26 G	○
37.00	26.00	9.50				• Fin du sondage à 26.00 M de profondeur								

- Annexe 3 : les essais en laboratoire

▪ CTB 12

Détermination de la teneur en eau pondérale
Méthode par étuvage (NF P - 050)

	Echantillon 1	Echantillon 2
N° Coupelle	133	81
m_2 - Masse humide + coupelle (g)	85,01	83,93
m_3 - Masse sèche + coupelle (g)	73,17	72
m_1 - Masse coupelle (g)	5,43	5,58
m_w - Masse de l'eau (g)	11,84	11,93
m_d - Masse matériau sec (g)	67,74	66,42
W - Teneur en eau (%)	17%	18%

Détermination de la masse volumique des sols fins
Méthode par immersion dans l'eau (NF P - 053)

	Echantillon 1	Echantillon 2
m - Masse humide (g)		
mp - Masse humide + paraffine (g)		
Masse de la paraffine (g)		
mp' - Masse total dans l'eau (g)		
Vt - Volume total (cm ³)		
Vp - Volume paraffine (cm ³)		
Vm - Volume matériau (cm ³)		
γ_h - Masse volumique humide (T/m ³)		
γ_d - Masse volumique sèche (T/m ³)		

**ESSAI NON
MESURABLE**

γ_h (T/m ³)	
γ_d (T/m ³)	

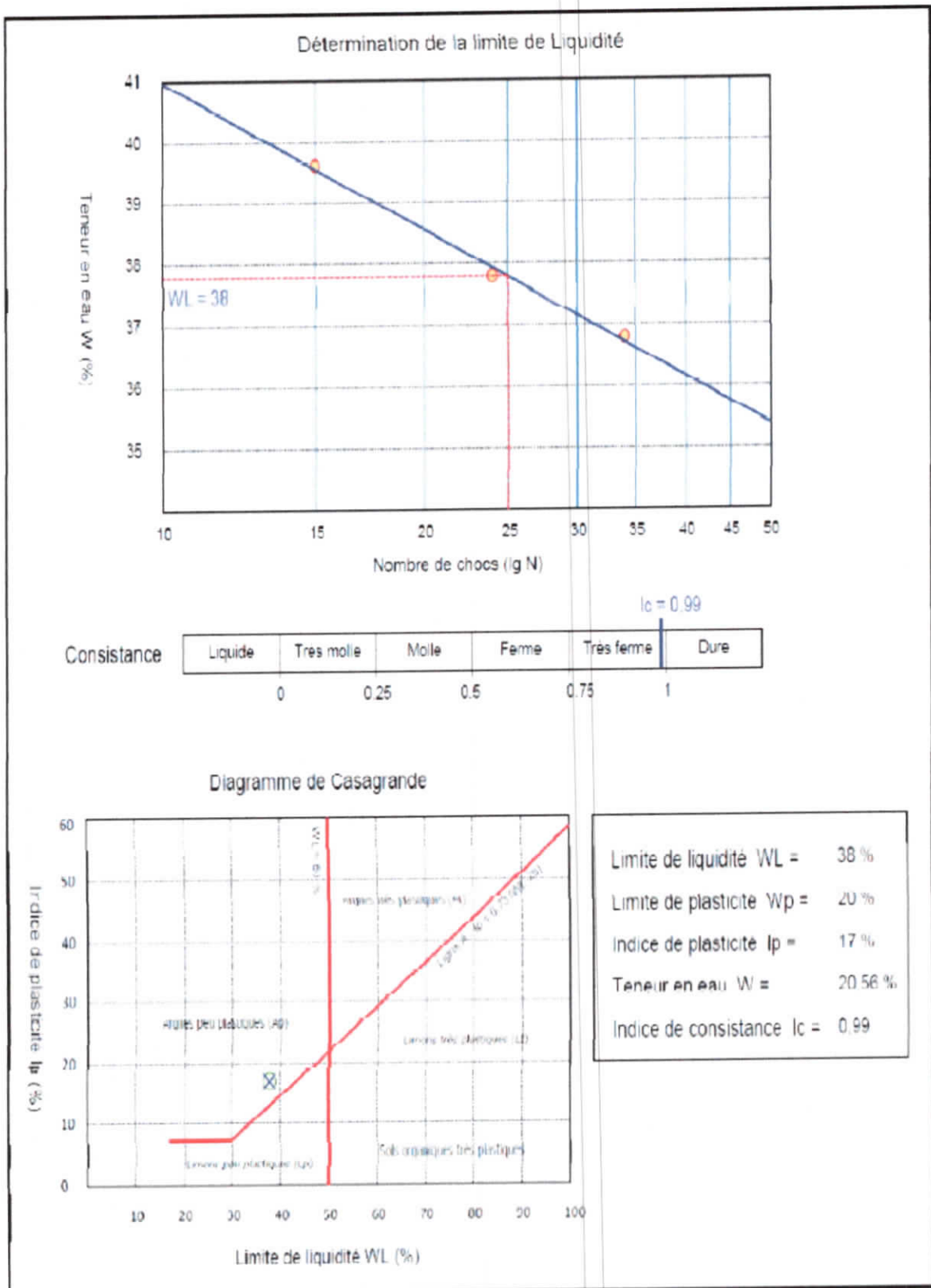
W (%)	18%
Ws (%)	
Sr (%)	

Remarques

- Masse volumique de la l'eau = 1 g/cm³
- Masse volumique de la paraffine = 0.88 g/cm³

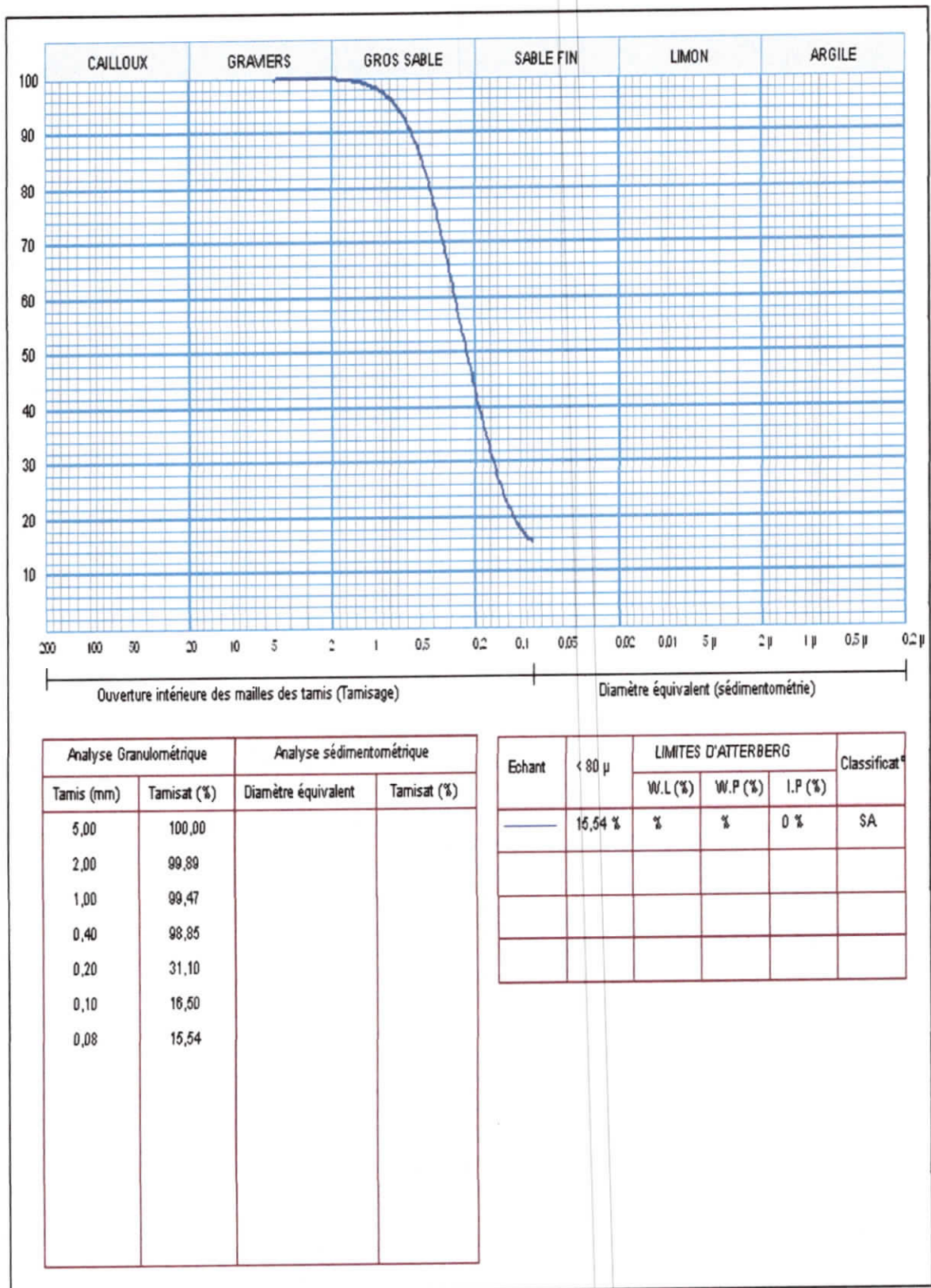
- Les limites d'aterberge

▪ CTB 12

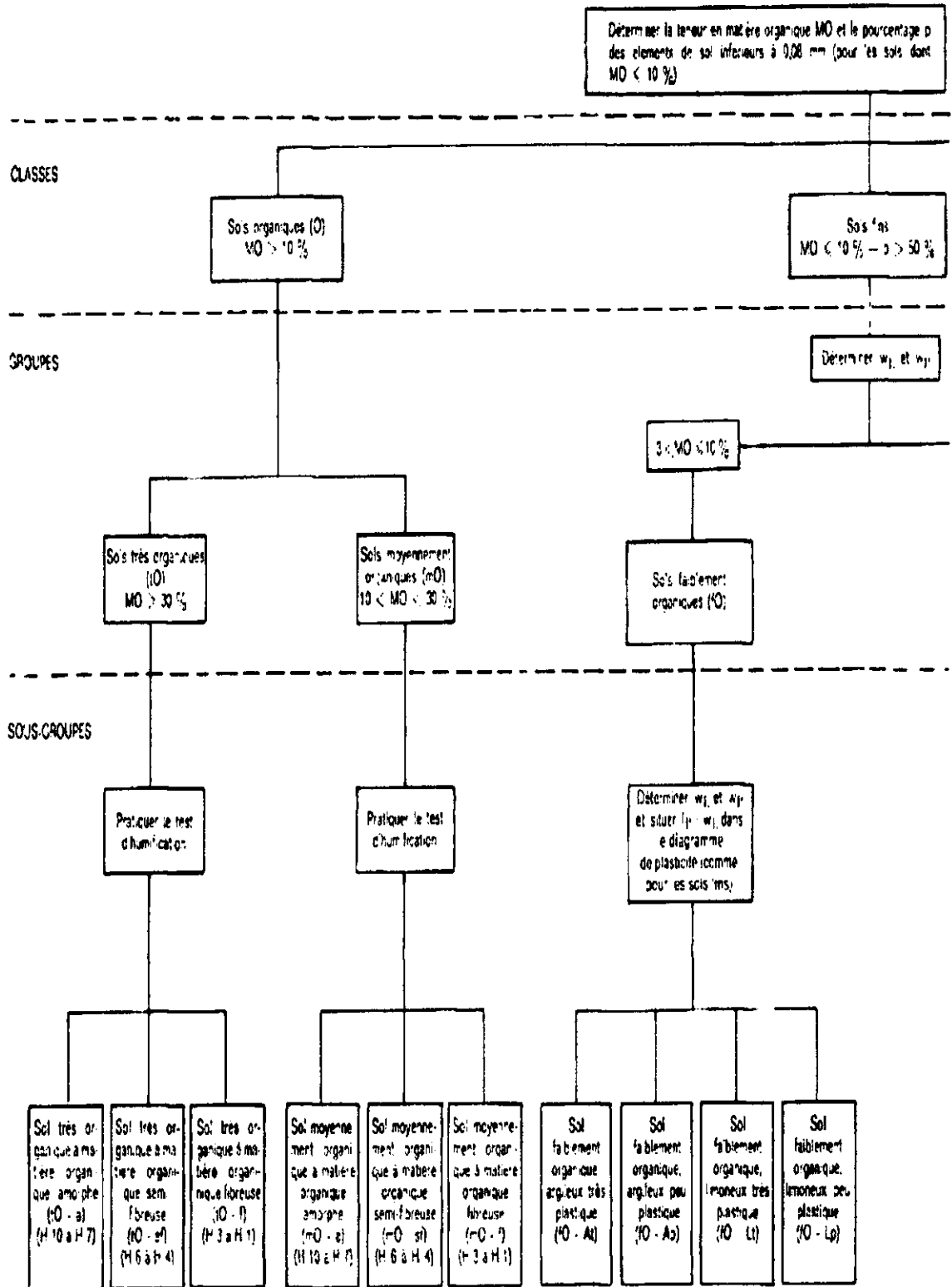


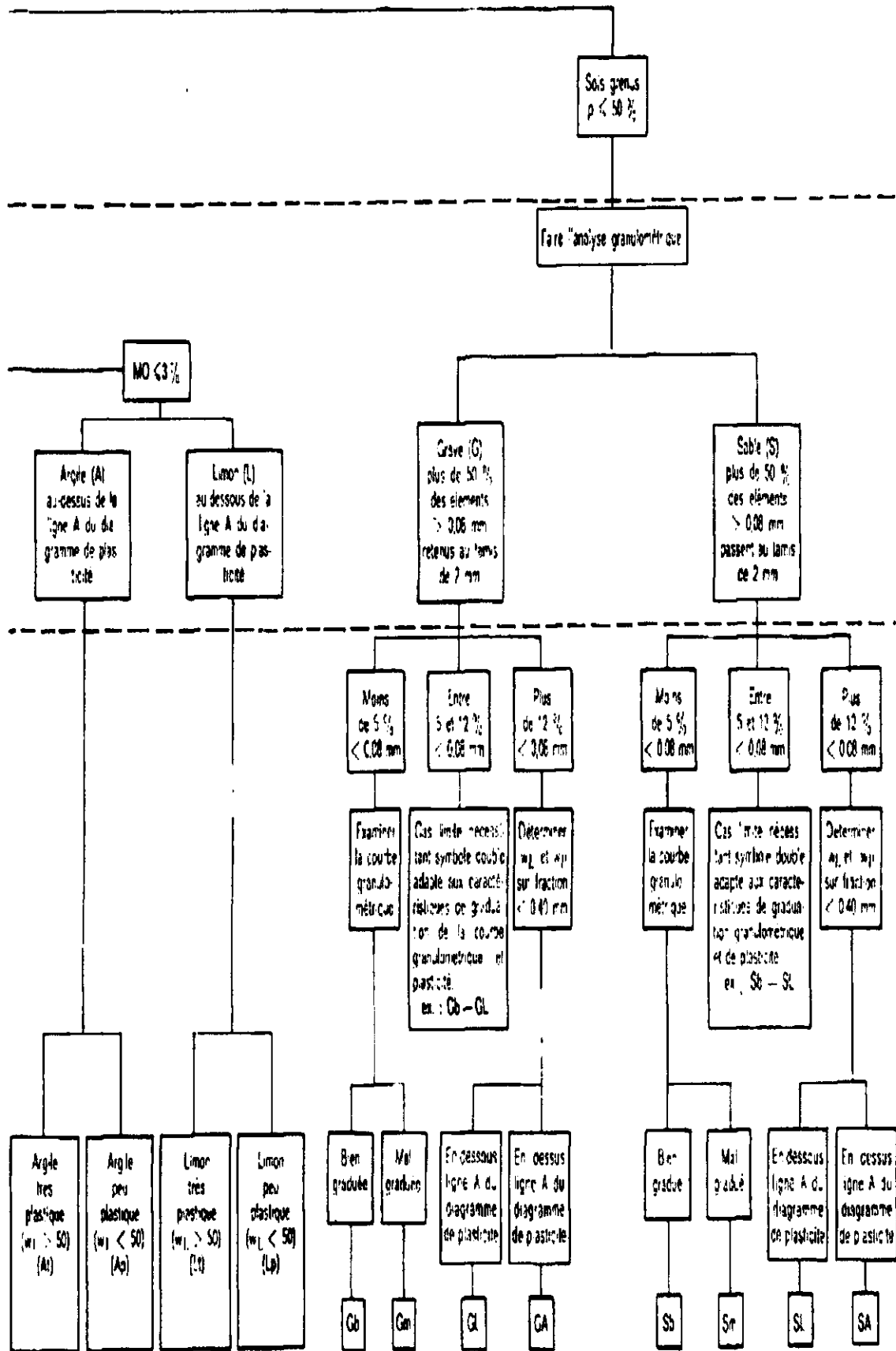
- Analyse granulométrique

▪ CTB 12



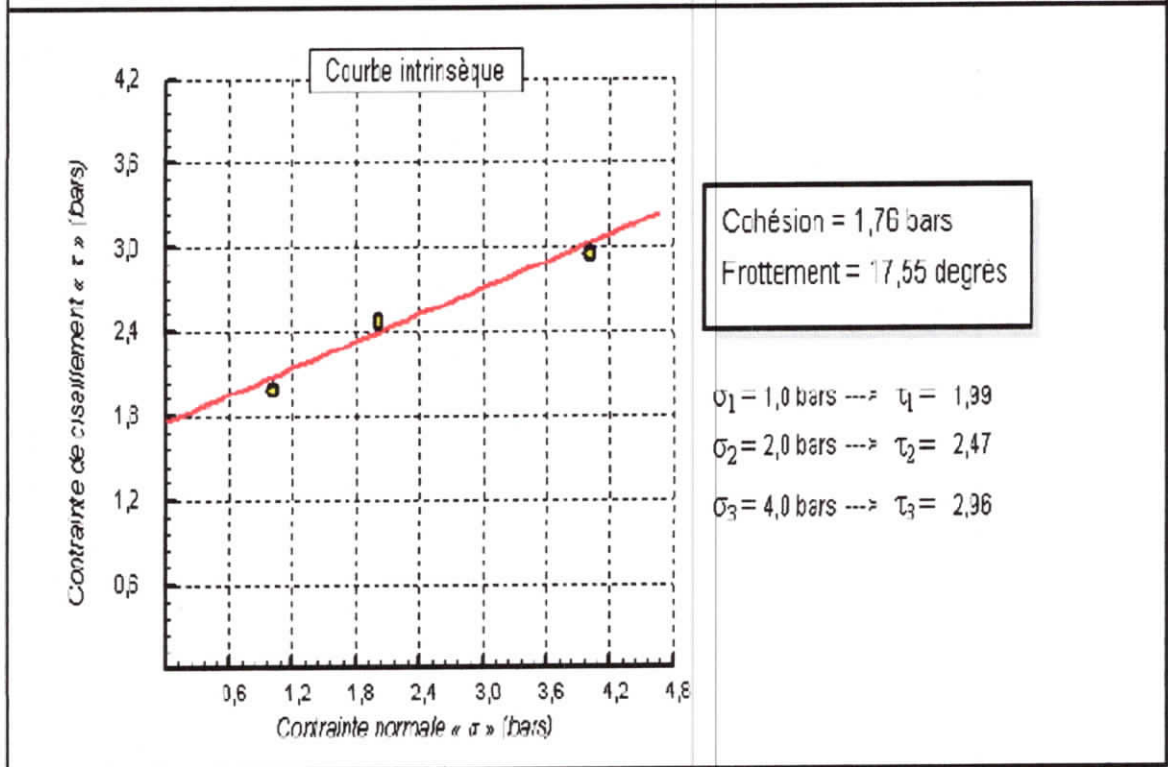
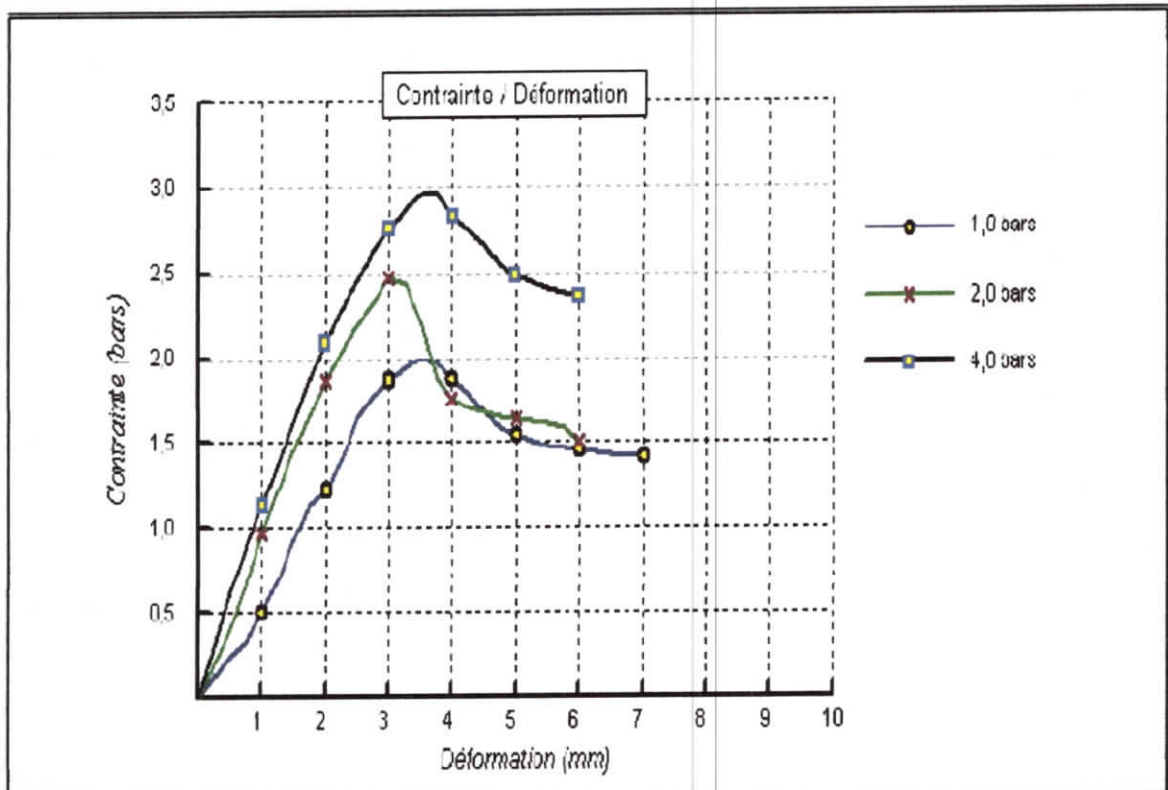
- classification par LCPC





- Essai de cisaillement direct

▪ CTB 10



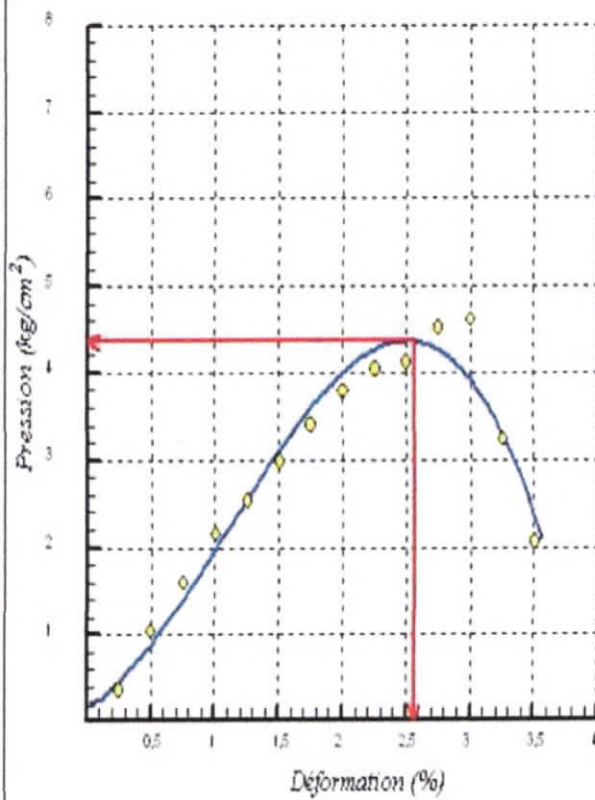
Déformation (mm)	$\sigma_1 = 1 \text{ bars} / K = 0,397$			$\sigma_2 = 2 \text{ bars} / K = 0,397$			$\sigma_3 = 4 \text{ bars} / K = 0,397$		
	Lecture à l'anneau	Contrainte (bars)	Section cornée	Lecture à l'anneau	Contrainte (bars)	Section cornée	Lecture à l'anneau	Contrainte (bars)	Section cornée
0,25	7,00	0,08	35,85	22,00	0,24	35,85	32,50	0,36	35,85
0,50	21,50	0,24	35,70	35,00	0,39	35,70	56,00	0,62	35,70
0,75	30,00	0,34	35,55	61,00	0,68	35,55	80,50	0,90	35,55
1,00	45,00	0,51	35,40	86,50	0,97	35,40	101,00	1,13	35,40
1,25	62,00	0,70	35,25	109,50	1,23	35,25	122,00	1,37	35,25
1,50	81,50	0,92	35,10	128,00	1,45	35,10	143,00	1,62	35,10
1,75	100,00	1,14	34,95	146,00	1,66	34,95	165,00	1,87	34,95
2,00	107,00	1,22	34,80	163,00	1,86	34,80	183,00	2,09	34,80
2,25	122,00	1,40	34,65	178,00	2,04	34,65	199,00	2,28	34,65
2,50	143,00	1,65	34,50	190,50	2,19	34,50	214,00	2,46	34,50
2,75	153,00	1,77	34,35	201,00	2,32	34,35	227,50	2,63	34,35
3,00	161,00	1,87	34,20	213,00	2,47	34,20	238,00	2,76	34,20
3,25	167,00	1,95	34,05	208,00	2,43	34,05	247,00	2,88	34,05
3,50	170,00	1,99	33,90	189,00	2,21	33,90	252,50	2,96	33,90
3,75	167,50	1,97	33,75	159,00	1,87	33,75	251,50	2,96	33,75
4,00	159,00	1,88	33,60	149,00	1,76	33,60	240,00	2,84	33,60
4,25	150,50	1,79	33,45	144,00	1,71	33,45	232,00	2,75	33,45
4,50	140,50	1,68	33,30	140,50	1,68	33,30	222,50	2,65	33,30
4,75	132,50	1,59	33,15	137,50	1,65	33,15	212,50	2,55	33,15
5,00	128,00	1,54	33,00	136,00	1,64	33,00	206,50	2,48	33,00
5,25	124,50	1,51	32,85	134,50	1,63	32,85	202,00	2,44	32,85
5,50	122,00	1,48	32,70	133,00	1,62	32,70	198,50	2,41	32,70
5,75	120,00	1,46	32,55	129,50	1,58	32,55	195,00	2,38	32,55
6,00	119,00	1,46	32,40	122,50	1,50	32,40	192,50	2,36	32,40
6,25	117,50	1,45	32,25						
6,50	115,50	1,43	32,10						
6,75	114,00	1,42	31,95						
7,00	113,00	1,41	31,80						

- Essai de compression uniaxiale

▪ CTB 12

Déformation (%)	Section modifiée (cm ²)	Force nette (kgf)	R.C.S (bars)
2,56	20,128	87,71	4,36

Lecture Armeau	Déformation (%)	Section (modifié)	Pression (bars)
18	0,25	19,674	0,38
50	0,50	19,723	1,04
77	0,75	19,772	1,60
104	1,00	19,821	2,16
123	1,25	19,870	2,54
145	1,50	19,919	2,99
166	1,75	19,968	3,42
185	2,00	20,018	3,80
198	2,25	20,067	4,06
202	2,50	20,116	4,13
222	2,75	20,165	4,52
227	3,00	20,214	4,62
160	3,25	20,263	3,25
102	3,50	20,312	2,06



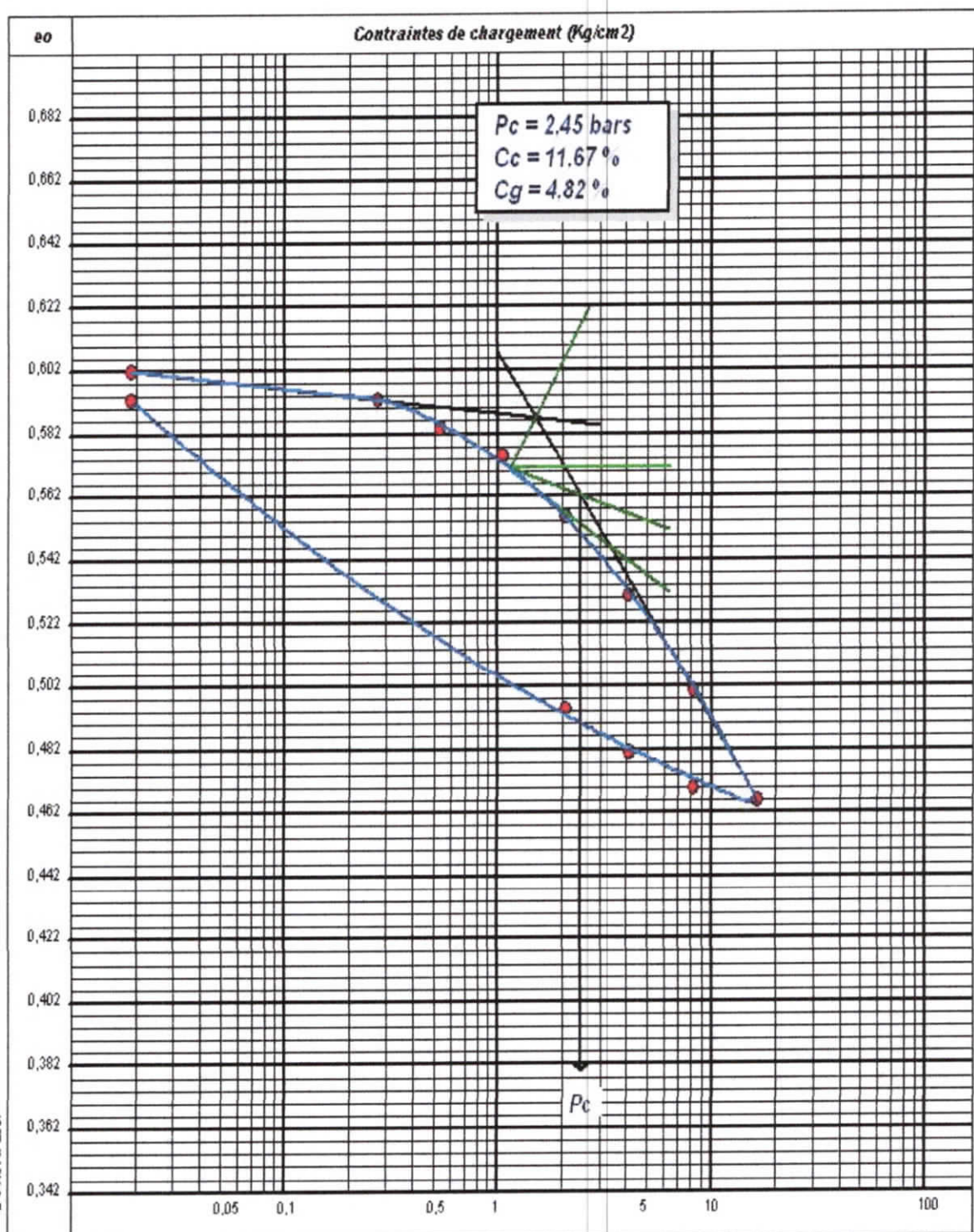
Ech. 1



Forme de la rupture

- Essai de consolidation standard

▪ CTB 11



Pression (Bars)	Lecture comparat 1	Lecture comparat 2	Tassement Moyen (cm)	Indice des vides (eo)
0,019	1000		0,000	0,602
0,270	1013		0,013	0,593
0,530	1025		0,025	0,584
1,040	1036,5		0,0365	0,575
2,060	1061,5		0,0615	0,556
4,100	1095		0,095	0,537
8,180	1134,5		0,1345	0,507
16,320	1181,5		0,1815	0,466
8,180	1175,5		0,1755	0,470
4,100	1161,5		0,1615	0,487
2,060	1143		0,143	0,495
0,019	1013		0,013	0,593

RESULTATS DES ESSAIS DE CONSOLIDATION	
Paliers de contrainte (Bars)	Cv en cm/s
0,019 et 0,27	
0,27 et 0,53	
0,53 et 1,04	
1,04 et 2,06	
2,06 et 4,1	
4,1 et 8,18	
8,18 et 16,32	

$$\Delta H = 0,013$$

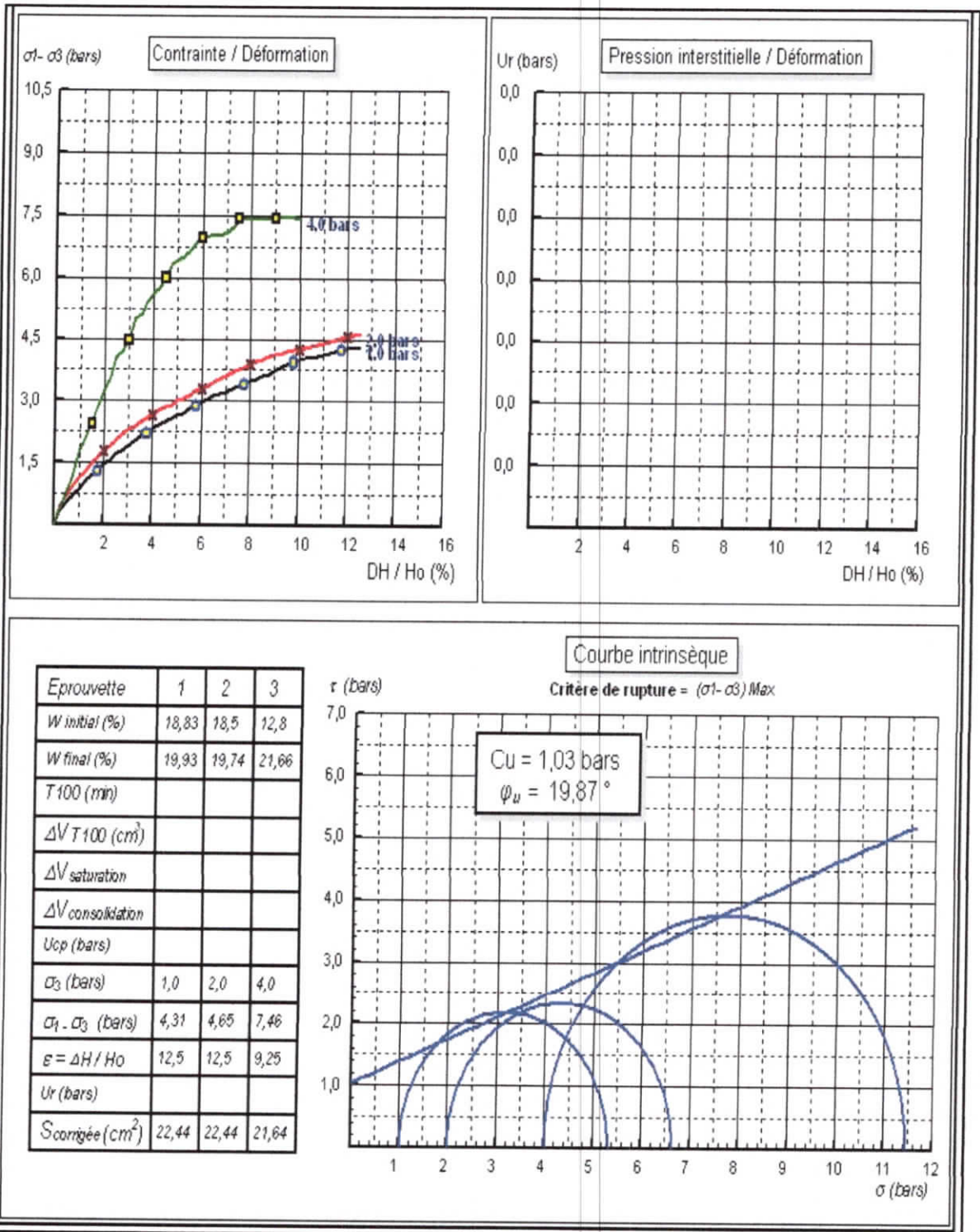
$$H_w = 0,738$$

$$H_s = 1,3909$$

$$H = 2,132$$

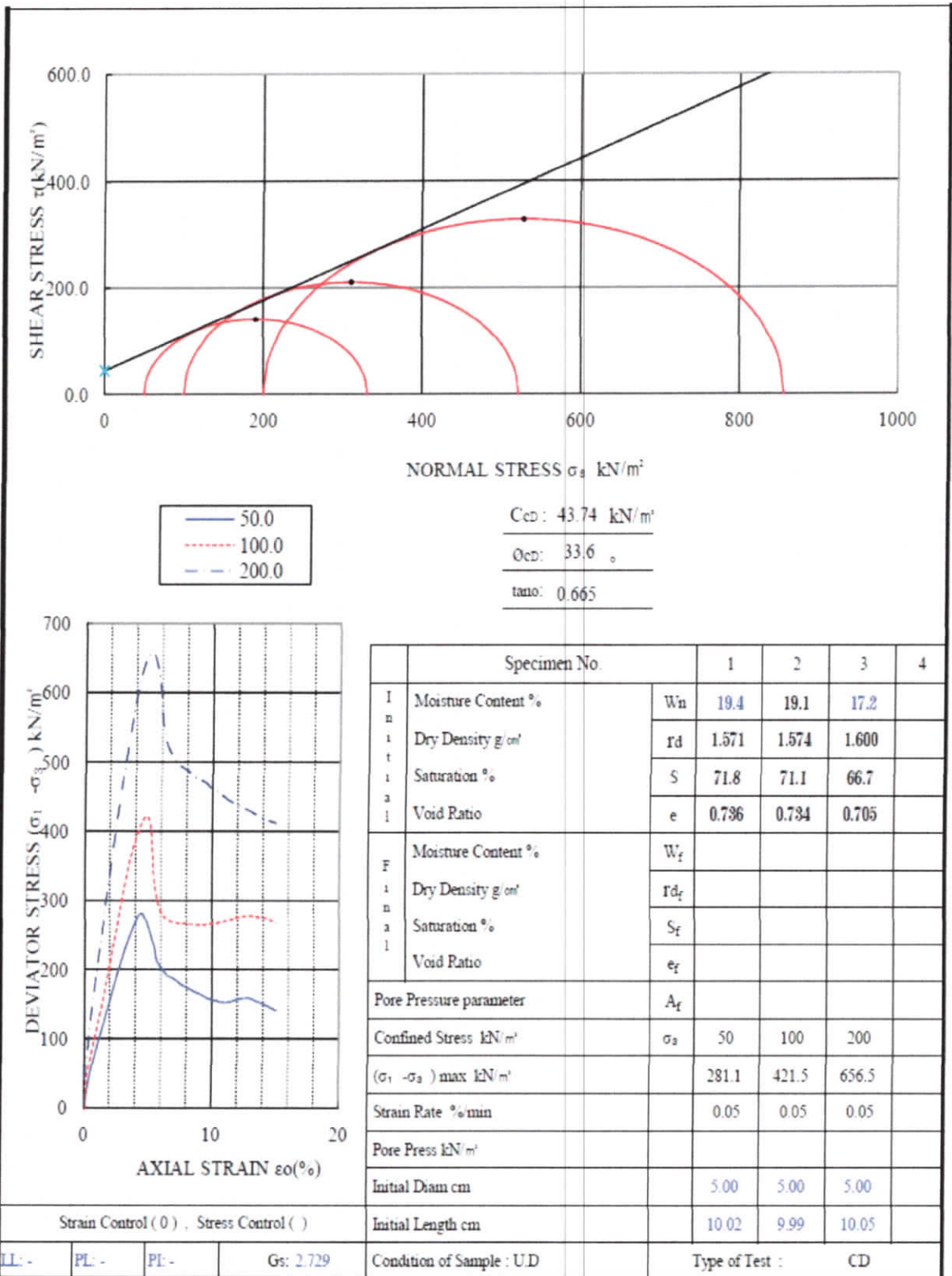
$$H - H_s = 0,3014$$

- Essai triaxial
- Essai non consolidé non drainé (UU)
 - CTB 12



- Essai Consolidé Drainé(C.D)

▪ CTB 12



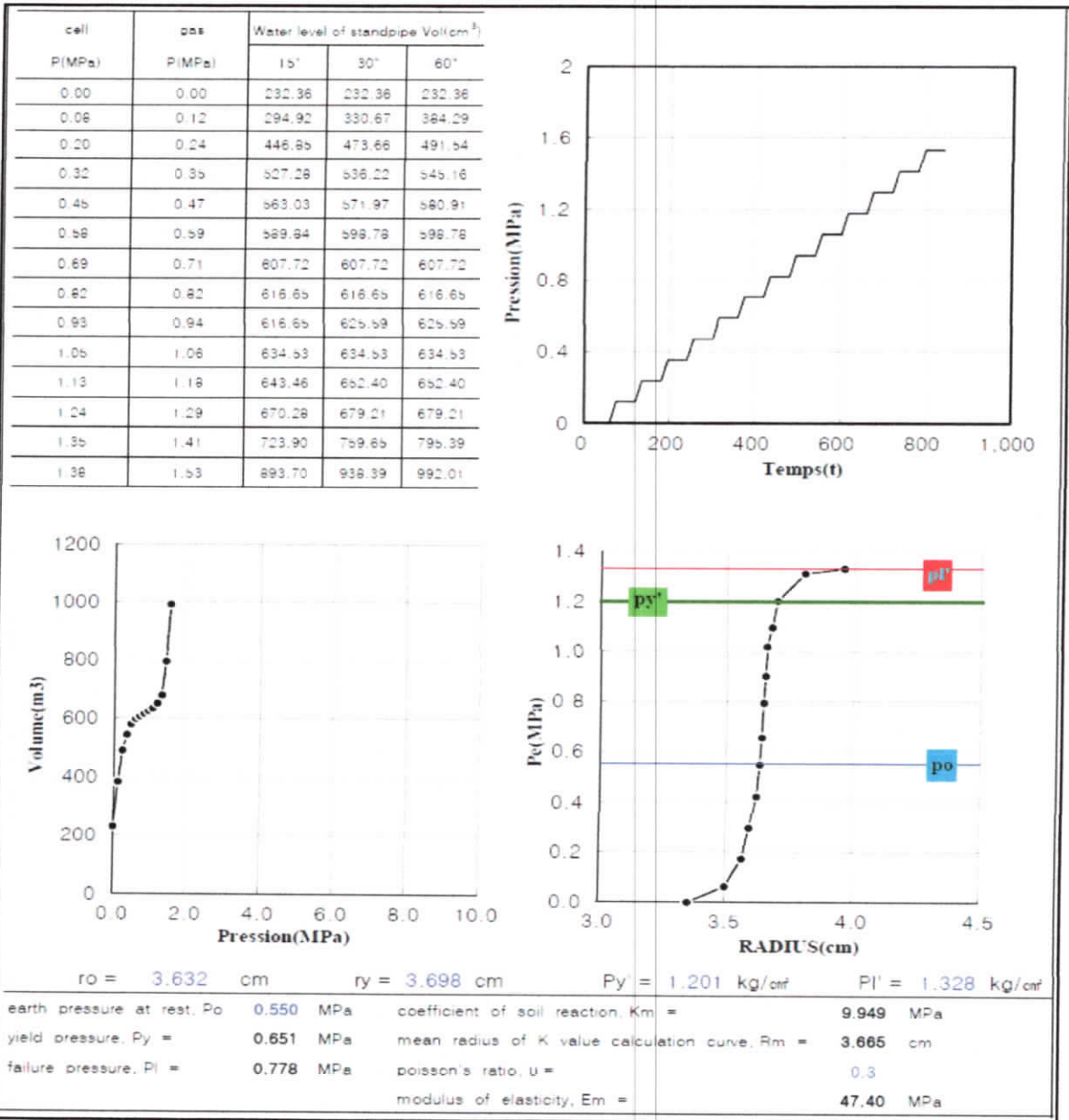
- Annexe 4: les essais en situ
- Essai de pénétration standard

N ⁰	Profondeu r(GL.-m)	Couche	Valeu rdeN	N ⁰	Profondeu r(GL.-m)	Couche	Valeu rdeN
CTB-07	0,00	Sable	8/30	CTB-09	0,00	Sable	6/30
	2,00	Sable	15/30		2,00	Sable	7/30
	4,00	Sable	18/30		4,00	Sable	11/30
	6,00	Sable	30/30		6,00	Sable	12/30
	8,00	Sable	48/30		8,00	Sable	18/30
	10,00	Sable	50/24		10,00	Sable	29/30
	12,00	Gravier	50/10		12,00	Gravier	50/28
	14,00	Sable	30/30		14,00	Sable	24/30
	16,00	Sable	39/30		16,00	Sable	25/30
	18,00	Marne(sol)	21/30		18,00	Marne(sol)	17/30
	20,00	Marne(sol)	39/30		20,00	Marne(sol)	44/30
	22,00	Marne(sol)	50/26		22,00	Marne(sol)	47/30
	24,00	Marne(sol)	50/28		24,00	Marne(sol)	50/29
26,00	Marne(sol)	50/22					

N ⁰	Profondeu r(GL.-m)	Couche	Valeu rdeN	N ⁰	Profondeu r(GL.-m)	Couche	Valeu rdeN
CTB-10	0,00	Sable	4/30	CTB-12	2,00	Sable	6/30
	2,00	Sable	5/30		4,00	Sable	18/30
	4,00	Sable	8/30		6,00	Sable	26/30
	6,00	Sable	22/30		8,00	Sable	44/30
	8,00	Sable	40/30		10,00	Sable	41/30
	10,00	Sable	50/27		12,00	Sable	10/30
	12,00	Gravier	50/6		14,00	Sable	9/30
	14,00	Sable	21/30		16,00	Marne(sol)	16/30
	16,00	Sable	16/30		18,00	Marne(sol)	33/30
	18,00	Marne(sol)	34/30		20,00	Marne(sol)	40/30
	20,00	Marne(sol)	46/30		22,00	Marne(sol)	47/30
	22,00	Marne(sol)	44/30		24,00	Marne(sol)	50/29

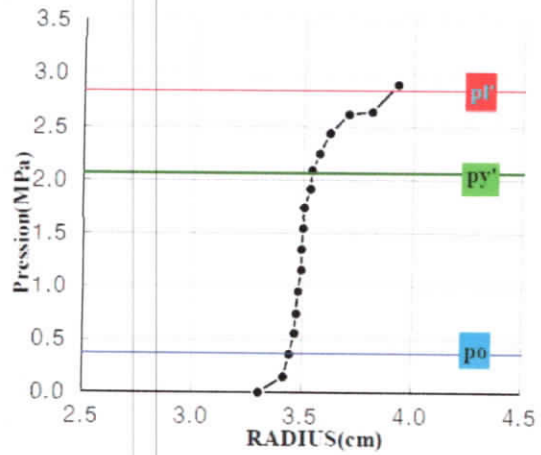
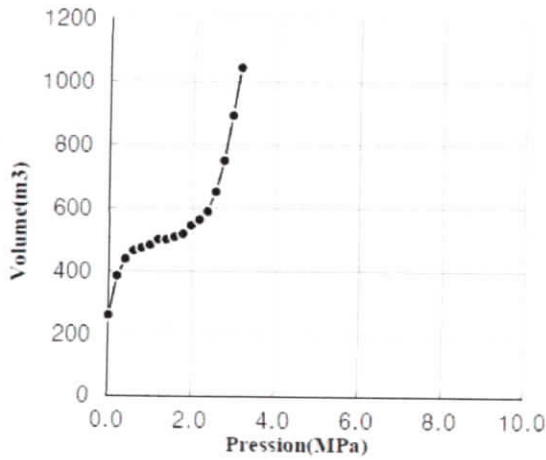
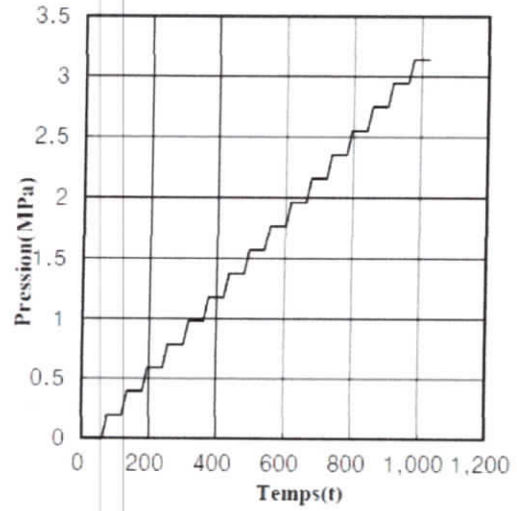
- Essai pressiométrique

▪ CTB 10 (sable)



▪ CTB 10 (marne)

cell P(MPa)	gas P(MPa)	Water level of standpipe Vol(cm ³)		
		15'	30'	60'
0.00	0.00	259.17	259.17	259.17
0.16	0.20	330.67	366.42	384.29
0.38	0.39	428.98	437.91	437.91
0.58	0.59	464.72	464.72	464.72
0.76	0.78	473.66	473.66	473.66
0.97	0.98	482.60	482.60	482.60
1.18	1.18	500.47	500.47	500.47
1.37	1.37	500.47	500.47	500.47
1.57	1.57	509.41	509.41	509.41
1.77	1.77	518.35	518.35	518.35
1.94	1.96	536.22	545.16	545.16
2.12	2.16	563.03	563.03	563.03
2.28	2.35	571.97	580.91	589.84
2.47	2.55	625.59	634.53	652.40
2.66	2.75	697.09	723.90	750.71
2.69	2.94	822.20	857.95	893.70
2.95	3.14	974.13	1009.88	1045.63



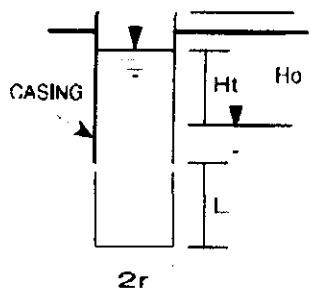
ro = 3.444 cm ry = 3.540 cm Py' = 2.092 MPa pI' = 2.893 MPa

earth pressure at rest, P	0.366 MPa	coefficient of soil reaction, Km =	17.872 MPa
yield pressure, Py =	1.726 MPa	mean radius of K value calculation curve, Rm	3.492 cm
failure pressure, pI =	2.527 MPa	poisson's ratio, u =	0.3
		modulus of elasticity, Em =	81.14 MPa

- L'essai de perméabilité

▪ CTB 23

Project	DJEN DJEN CONTAINER TERMINAL								
Bore Hole Number	CTB-23			Tested By			I.K.CHA		
Test Section (m)	6.0 ~ 7.0			Date			2014.07		
Test Length, L (cm)	100.0			Soil Class (USCS)			Sand		
Head (cm)	150.0			Radius of Casing, r (cm)			3.89		
Ground Water Depth, GWL (m)	1.30			Casing Height from Ground Surface (cm)			20.0		
Time (sec)	0	30	60	120	180	240	300		
draw-down (cm)	0.0	4.5	9.0	17.0	22.0	28.0	33.0		
Ho (cm)	Ht (cm)	T1		T2		T		k (cm/sec)	
150.0	145.5	0.0		30.0		30.0		2.49E-04	
145.5	141.0	30.0		60.0		30.0		2.57E-04	
141.0	133.0	60.0		120.0		60.0		2.39E-04	
133.0	128.0	120.0		180.0		60.0		1.57E-04	
128.0	122.0	180.0		240.0		60.0		1.97E-04	
122.0	117.0	240.0		300.0		60.0		1.71E-04	
						Average		2.12E-04	



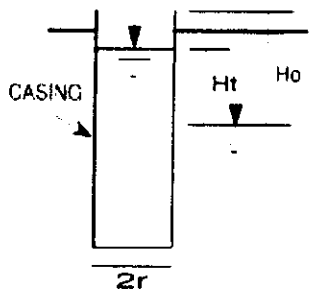
REMARKS

When borehole stay open without casing (length of test hole=L)

$$k = \frac{r^2}{2LT} \times \ln \left(\frac{L}{L-r} \right) \times \ln \left(\frac{H_0}{H_t} \right) \quad \text{for } L \geq 8r$$

When open-end test

$$k = 2\pi r \cdot H \cdot T \times \ln \left(\frac{H_0}{H_t} \right)$$



In above equation

- k : permeability (cm / sec)
- r : radius of casing (cm)
- L : test length (cm)
- T : tested time (T2 - T1)
- Ho : head when T1 (cm)
- Ht : head when T2 (cm)

- Annex 5 : les documents
- Documents (Braja M.Das, 1995)

Type	Etat du sol	Porosité (%)	Ratio de vide	Poids unitaire (kN/m ³)		
				Sec	Normal	Saturé
Gravier sableux	lâche	38~42	0,61~0,72	14~17	18~20	19~21
	dense	18~25	0,22~0,33	19~21	20~23	21~24
Sable grossier, sable moyen	lâche	40~45	0,67~0,82	13~15	16~19	18~19
	dense	25~32	0,33~0,47	17~18	18~21	20~21
Sable fin	lâche	45~48	0,82~0,82	14~15	15~19	18~19
	dense	33~36	0,49~0,56	17~18	18~21	20~21
Limon grossier	lâche	45~55	0,82~1,22	13~15	15~19	18~19
	dense	35~40	0,54~0,67	16~17	17~21	20~21
Limon	mou	45~50	0,82~1,00	13~15	16~20	18~20
	moyen	35~40	0,54~0,67	16~17	17~21	20~21
	ferme	30~35	0,43~0,49	18~19	18~19	18~22
Argile peu plastique	mou	50~55	1,00~1,22	13~14	15~18	18~20
	moyen	35~45	0,54~0,82	15~18	17~21	19~21
	ferme	30~35	0,43~0,54	18~19	18~22	21~22
Argile plastique	mou	60~70	1,50~2,30	9~15	12~18	14~18
	moyen	40~55	0,67~1,22	15~18	15~20	17~21
	ferme	30~40	0,43~0,67	18~20	17~22	19~23

- Documents (Hunt, 1984) et Ingénierie des pentes rocheuses (1981)

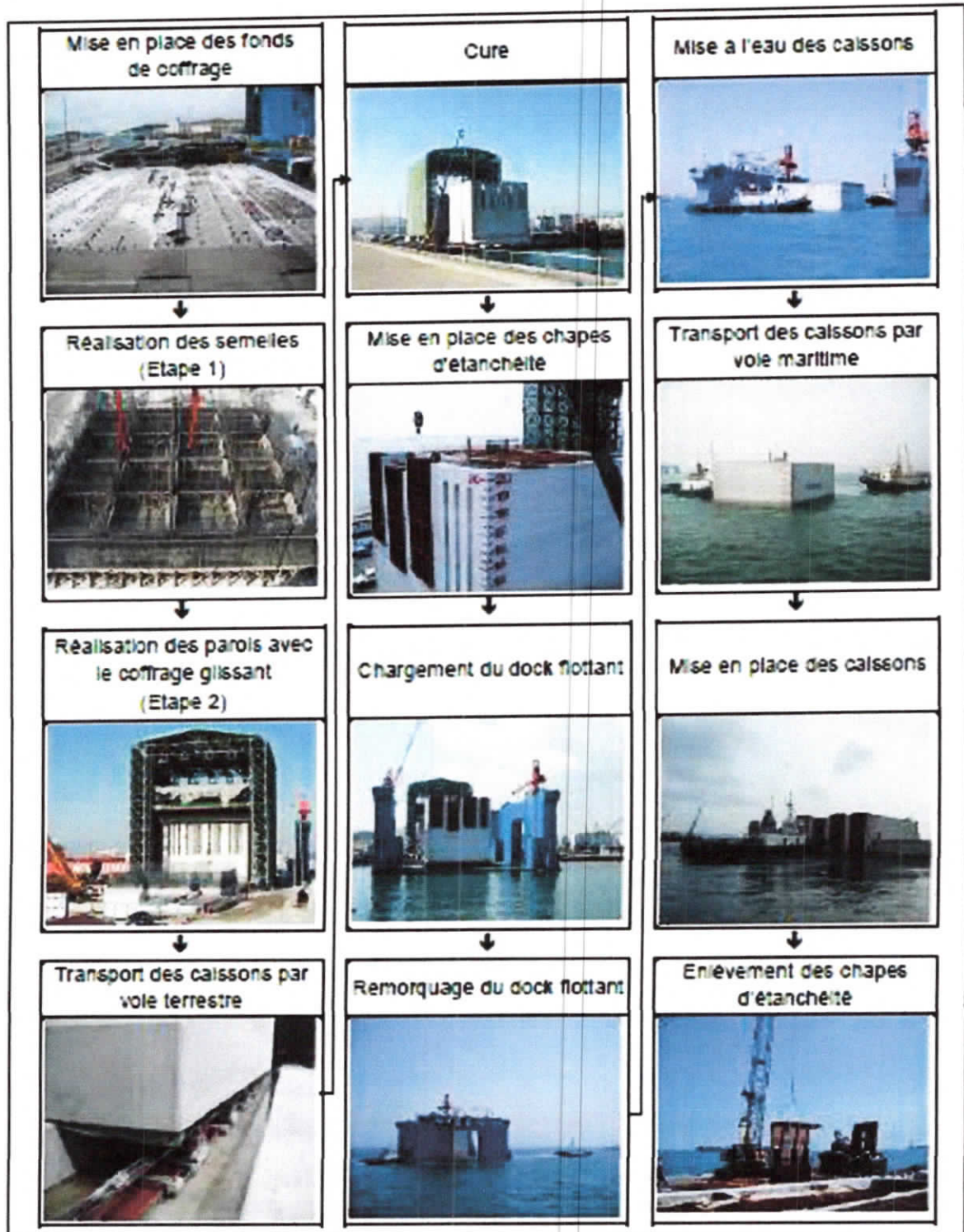
Type		Compactage	Angle de frottement interne (°)
GW	Gravier homogène mélange de gravier et de sable	Dense	40
		Moyen	36
		Lâche	32
GP	Gravier hétérogène mélange de gravier et de sable	Dense	38
		Moyen	35
		Lâche	32
SW	Sable homogène sable avec gravier	Dense	37
		Moyen	34
		Lâche	30
SP	Sable hétérogène Sable avec gravier	Dense	36
		Moyen	33
		Lâche	29
SM	Sable limoneux	Dense	35
		Moyen	32
		Lâche	29
ML	Limon inorganique Sable très fin	Dense	33
		Moyen	31
		Lâche	27

- Les documents utilisés pour le calcul du module de déformation sont les suivants

Roy E. Hunt (1984)				Braja M. Das (1995)			
Type de sol		E (MPa)	v	Type de sol		E (MPa)	v
Sable fin	lâché	8 - 12	0,25	Sable	lâché	10 - 25	0,20-0,40
	moyennement dense	12 - 20			Moyennement dense	18 - 28	0,25-0,40
	dense	20 - 30			dense	35 - 55	0,30-0,45
Sable	lâché	10 - 30	0,25-0,35	Limon	sand	10 - 17	0,2-0,4
	moyennement dense	30 - 50					
	dense	50 - 80					
Gravier	lâché	30 - 80	0,30-0,40	Argile	mou	2 - 5	0,20-0,50
	moyennement dense	80 - 100			ferme à raide	5 - 10	
	dense	100 - 200			très raide	10 - 24	
	mou	2 - 4					
Argile	ferme à raide	4 - 8	0,40-0,50	Sable	et gravier	70 - 170	0,15-0,35
	très raide	8 - 20					

Annexe 6:

a) Méthodologie d'exécution des travaux de déplacement des caissons



b) la mise en place des enrochements

- **Chargement sur camions (desenrochements 40-80kg, 520kg et 0-1000mm)**



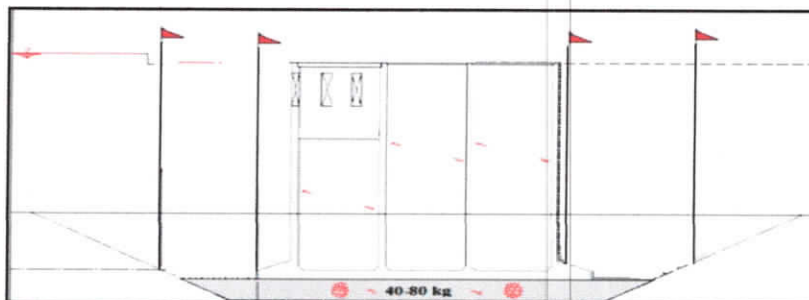
- **Chargement sur barge:**



- **Transport par voie maritime**



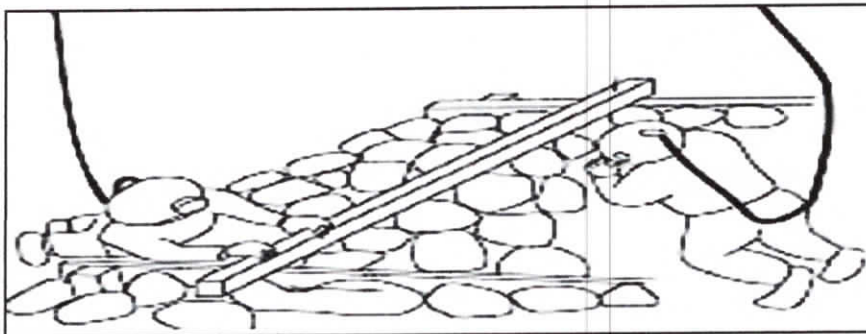
- **Installation de repères**



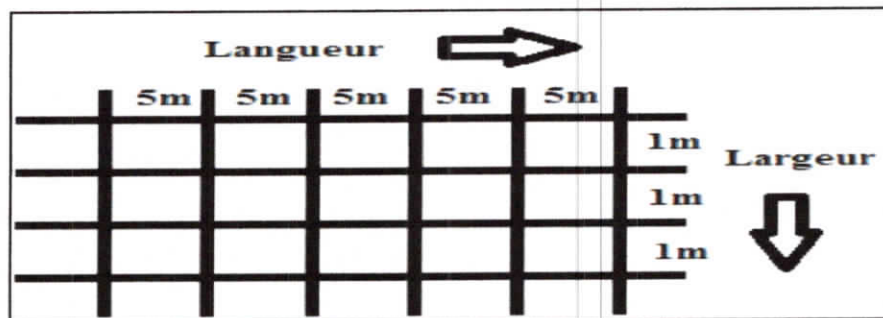
- Pose les enrochements dans l'eau



- Nivellement des enrochements



- Mesure et contrôle

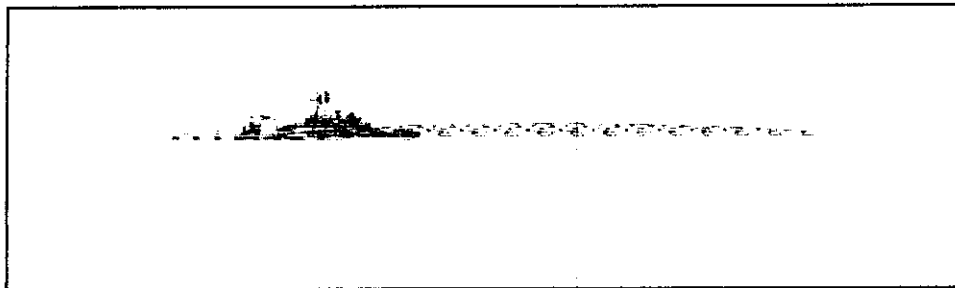


c) Méthodologie de remplissage des caissons par sable

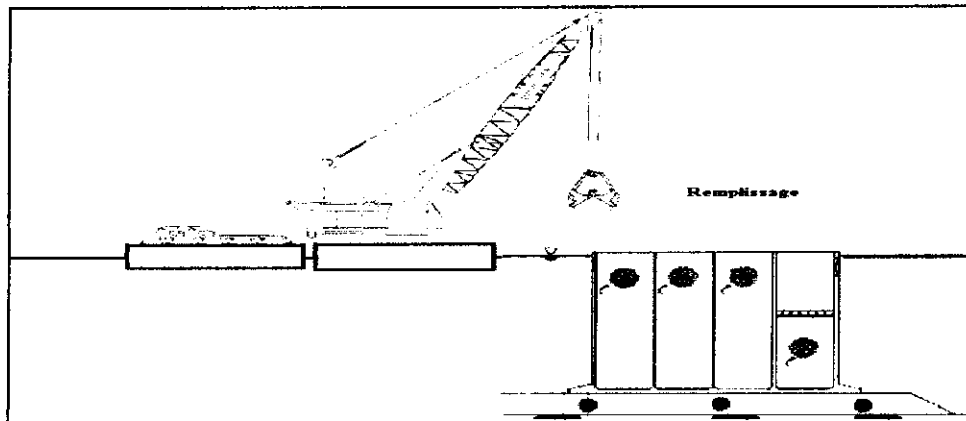
- Dragage



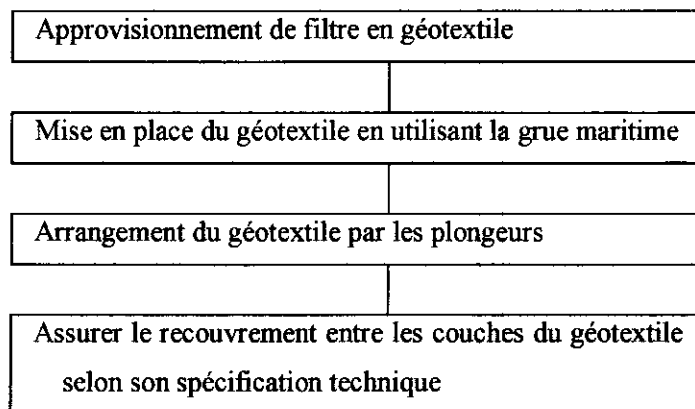
- Chargement le sable sur camions et Transport par voie terrestre
- Chargement sur barg
- Remorquage et transport par voie maritime

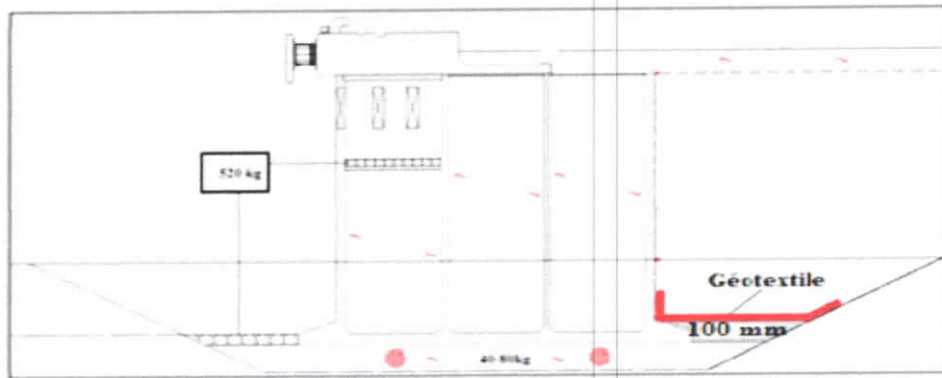


- Déchargement de barges et remplissage des caissons :



d) Méthodologie de la protection anti-fuite de sable





▪ **Liaison entre caissons**

