

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**Ministère de L'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**  
**Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou**



**Faculté de génie de la construction**  
**Département de génie civil**  
**Laboratoire Géomatériaux,**  
**Environnement et Aménagement (L.G.E.A)**

## **MEMOIRE DE FIN D'ETUDES**

**En vue de l'obtention du Diplôme de Master 2**  
**SPECIALITE : GENIE CIVIL**  
**OPTION : Géotechnique et Environnement**  
**Présenté par**

**M<sup>elle</sup> ALIOUA Sonia**

**Thème :**

**Etude Numérique du comportement des sols de  
la zone portuaire de Bejaia soumis à la  
solicitation sismique(FLAC<sup>2D</sup>).**

**Devant le jury d'examen :**

**M<sup>r</sup> GABI Smail** Maître de conférences à l'UMMTO..... **Président**  
**M<sup>elle</sup> LOUADJ Samia** Maitre de conférences à l'UMMTO..... **Examinatrice**  
**M<sup>d</sup> BAIDI Fawzia** Maitre assistance à l'UMMTO..... **Examinatrice**  
**M<sup>elle</sup> BELHASSANI Ouarda** Maitre assistance à l'UMMTO.....**Rapporteur**

Soutenu le : 11/09/2013.

**Master 2 Promotion 2012-2013**

## ***REMERCIEMENTS***

Ce présent mémoire a été réalisé au Laboratoire de Recherche Géomatériaux, Environnement et Aménagement (L.G.E.A) du département génie civil de l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.

Je remercie tout d'abord les membres du jury qui me feront grand honneur d'examiner ce travail. Je les prie de croire à ma respectueuse reconnaissance.

J'exprime toute ma profonde gratitude et mes remerciements à ma promotrice Mademoiselle BELHASSANI Ouarda, Maitre assistance et enseignante à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, pour avoir assuré l'encadrement scientifique de mes travaux.

Je n'oublierai pas d'exprimer mes remerciements à tous mes enseignants et surtout Madame BAIDI Fawzia qui ma aidé.

Je tiens enfin à remercier toutes les personnes qui ont contribué de prêt ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

**Je dédie ce travail**

**A Ma Famille**

## ***Résumé***

Les ports sont des acteurs essentiels pour le développement d'un pays, d'une région, d'une ville. Ils permettent la communication avec l'extérieur et jouent un rôle très important dans l'économie d'un pays. Leur réalisation nécessite une bonne reconnaissance du site et une bonne prévision du comportement.

Pour cela, des modélisations avec la méthode numérique est nécessaire pour mieux cerner le problème.

L'utilisation de ces méthodes numériques confronte le problème des paramètres à introduire, ce qui nous a conduits à faire une identification de ces paramètres à partir de l'essai pressiométrique.

La modélisation du port avec les paramètres identifiés a montré l'évolution des déformations, qui nous a poussé à conforter avec des pieux, qui s'avère une bonne solution pour diminuer les déplacements d'un côté et de supporter le quai dans le cas de liquéfaction.

**Mots clés** : Ouvrages portuaires, Pressiomètre, Liquéfaction, Modélisation, FLAC<sup>2D</sup>.

## *Abstract*

The ports are essential actors for the development of a country, of a region, of a city.

They permit the communication with the outside and play a very important role in the economy of a country. Their realization requires a good recognition of the site and a good forecasting of the behavior.

For it, of the modeling's with the numeric and necessary method to surround the problem better.

The use of these numeric methods confronts the problem of the parameters to introduce, what drove us to make an identification of these parameters from the test Pressure meter.

The modeling of the port with the identified parameters showed the evolution of the distortions that pushed us to reinforce with pickets that prove to be a good solution to decrease the displacements of a quoted and to support the embankment in the case of liquefaction.

**Key words:** Harbor works, Pressure meter, Liquefaction, Modeling, FLAC<sup>2D</sup>.

# SOMMAIRE

## Liste des notations et des abréviations

## Liste des figures

## Liste des tableaux

<b>Introduction générale</b> .....	1
<b>Chapitre I : Généralités sur les ouvrages portuaires dans le monde et en Algérie</b>	
I.1. Introduction.....	4
I.2. Rôle des ports maritimes.....	6
I.3. Définition des types de port d’après leur implantation géographique.....	6
I.3.1. Ports établis dans les rades abritées .....	6
I.3.2. Ports extérieurs .....	7
I.3.3. Ports au large .....	7
I.4. Définition des types de port d’après leur mode de gestion.....	7
I.4.1. Les ports publics .....	7
I.4.2. Les ports privés .....	7
I.5. Type de ports .....	8
Ø A/Localisation	
I.5.1.Ports maritimes .....	8
I.5.1.1. Exemples des ports maritimes en Algérie.....	9
I.5.2. Ports fluviaux .....	11
I.5.3. Ports lacustres .....	11
I.5.4. Ports à sec .....	11
Ø B/Activités	
I.5.5. Ports de commerce.....	12
I.5.6. Ports de pêche .....	12
I.5.7. Les ports de plaisance .....	13
I.5.8. Les ports militaires (ou bases navales) .....	14
I.6. Caractéristiques .....	15
I.7. Les ports en Algérie	
I.7.1. Planification des infrastructures et installations portuaires.....	16
I.7.2. Classification des ports Algériens .....	16
I.7.3. Les perspectives pour les ports algériens .....	17
I.7.4. Exemples de ports algériens.....	18
I.7.5. Patrimoine des infrastructures portuaires en Algérie .....	21
I.8. Principaux types d’ouvrages maritimes	

I.8.1. Les digues .....	22
I.8.2. Les ouvrages d'accostage et d'amarrage.....	26
I.8.2.1. Les quais.....	27
I.8.2.1.1. Ouvrages d'accostage sur sol de bonne portance .....	28
I.8.2.1.1.1. Quai en bloc de béton.....	28
I.8.2.1.1.2. Quais en caissons échoués ou havés.....	29
I.8.2.1.2. Ouvrages d'accostage sur sol de faible portance .....	30
I.8.2.1.2.1. Quai en rideau de palplanches .....	30
I.8.2.1.2.2. Les quais sur pieux .....	31
I.8.2.1.2.3. Quai mixte .....	32
I.8.2.2. Les appontements .....	33
I.8.2.3. Les ducs d'Albe .....	34
I.8.3. Équipements pour les ouvrages d'accostage et d'amarrage .....	34
I.8.4. Les différents efforts agissants sur les ouvrages d'accostage.....	35
I.8.4.1. Efforts verticaux.....	35
I.8.4.1.1. Poids propre des ouvrages .....	35
I.8.4.1.2. Surcharges d'exploitation.....	35
I.8.4.2. Efforts horizontaux .....	36
I.8.4.2.1. Les efforts d'accostages .....	36
I.8.4.2.2. Les efforts d'amarrages .....	38
I.8.4.2.3. Les efforts dus au vent sur les engins de lavage et les superstructures .....	40
I.8.4.2.4. Les forces dues à la houle .....	40
I.8.4.2.5. Poussée des terres.....	40
I.8.4.2.6. Butée de sol.....	41
I.8.4.2.7. Surpression hydrostatique .....	41
I.8.4.2.8. Poussée hydrodynamique.....	41
I.8.4.2.9. Efforts sismiques .....	41
I.8.5. Désordres sur les matériaux dus au milieu environnant pour les ouvrages portuaires structures portuaires.....	42
I.8.5.1. L'altération des bétons.....	43
I.8.5.2. Corrosion des armatures du béton .....	43
I.8.5.3. Corrosion organique et hydrocarbures .....	43
I.8.5.4. L'érosion .....	43
I.9. Conclusion.....	44

## **Chapitre II : Présentation de l'essai pressiométrique**

II.1. Introduction.....	45
II.2. Le pressiomètre.....	45
II.3. Types de pressiomètre.....	46
II.3.1. Pressiomètre avec forage préalable (PFP).....	46

II.3.2. Pressiomètre auto foreurs (PAF).....	49
II.3.3. Paramètres déduits de la courbe pressiométrique.....	50
II.4. Classification des sols à partir des essais pressiométrique.....	52
II.5. Corrélation entre $E_m$ et $E_{oed}$ .....	53
II.6. Calcul de la capacité portante à partir de l'essai pressiométrique .....	54
II.7. Conclusion.....	55

### **Chapitre III : Présentation de l'Outil Numérique**

III.1. Introduction .....	56
III.2. Présentation de la méthode des différences finis.....	57
III.3. Présentation du logiciel FLAC .....	57
III.3.1. Ecriture d'un fichier FLAC .....	59
III.3.2. Principe de calcul .....	61
III.3.3. Modèles de comportement pour les sols .....	62
III.3.3.1. Elasticité .....	62
III.3.3.1.1. Elasticité linéaire isotrope.....	62
III.3.3.2. Elastoplasticité de Mohr Coulomb.....	63
III.3.3.2.1. Le critère de rupture de Mohr-Coulomb .....	64
III.3.3.2.2. La loi d'écoulement de Mohr-Coulomb.....	66
III.4. Conclusion.....	66

### **Chapitre IV : Présentation du site a étudié site de Bejaia**

IV.1. Introduction .....	67
IV.2. Description de la plaine alluviale de Bejaia.....	67
IV.2.1. Situation du site d'étude.....	67
IV.2.2. Contexte géologique de la plaine alluviale de Bejaia .....	67
IV.2.3. Contexte géologique de la zone d'étude .....	68
IV.2.3.1. Alluvions anciennes.....	68
IV.2.3.2. Alluvions marécageuses .....	69
IV.2.3.3. Alluvions récentes .....	69
IV.2.3.4. Remblais .....	70
IV.2.4. Hydrologie du site.....	70
IV.2.5. Aspect climatique.....	71
IV.2.8. Sismicité.....	71
IV.3. Conclusion.....	71

## **Chapitre V : Modélisation Numérique d'un essai pressiométrique**

V.1. Introduction .....	72
V.2. Simulation de l'essai pressiométrique .....	72
V.2.1. Présentation du problème .....	72
V.2.2. Le maillage .....	73
V.2.2.1. Dimensions .....	73
V.2.2.2. Génération du maillage.....	73
V.2.3. Conditions aux limites.....	74
V.2.4. Conditions initiales .....	75
V.2.5. Modèle de comportement .....	75
V.3. Simulation de l'essai pressiométrique.....	76
V.4. Identification du comportement du sol.....	78
V.5. Conclusion.....	83

## **Chapitre VI : Etude du phénomène de liquéfaction**

VI.1. Présentation du phénomène de liquéfaction	
VI.1.1. Introduction .....	84
VI.1.2. Description du phénomène de liquéfaction .....	85
VI.1.3. Quelques exemples de dégâts historiques induits par la liquéfaction.....	87
VI.1.4. Les facteurs influençant la liquéfaction .....	91
VI.1.4.1. La distribution granulométrique .....	91
VI.1.4.2. La densité relative .....	92
VI.1.4.3. La saturation .....	93
VI.1.4.4. La structure du sol .....	94
VI.1.4.5. La profondeur de la nappe phréatique .....	95
VI.1.4.6. Influence de l'histoire des contraintes et déformations .....	95
VI.1.4.8. L'incrément de contrainte appliqué .....	96
VI.1.4.9. L'âge du dépôt .....	98
VI.1.5. Evaluation du potentiel de liquéfaction par l'essai in situ (SPT) .....	99
VI.1.5.1. Evaluation du rapport de contrainte cyclique (CSR, cyclic stress Ratio) .....	99
VI.1.5.2. Evaluation du rapport de la résistance cyclique (CRR, cyclic Resistance Ratio) .	100
VI.1.6. Méthode de Seed et Idriss.....	101

VI.1.6.1. Correction apportée par Stark et Olsen (1995) .....	102
VI.1.6.2. Correction apportée par Seed et Idriss (1997).....	103
VI.1.7. L'évaluation des effets de la liquéfaction.....	107
VI.2. Étude géotechnique et évaluation du potentiel de Liquéfaction sur le site de Bejaïa	
VI.2.1. Introduction .....	108
VI.2.2. Reconnaissance du site .....	108
VI.2.2.1. Situation .....	108
VI.2.2.2. Topographie du site .....	108
VI.2.2.3. Géologie .....	108
VI.2.3. Reconnaissance des sols .....	109
VI.2.3.1. Organisation .....	109
VI.2.3.2. Interprétations des essais in-situ .....	110
VI.2.3.2.1. Sondages carottés.....	110
VI.2.3.2.2. Essais au Standard Pénétration Test.....	111
VI.2.3.2.2.1. Evaluation du risque de liquéfaction par l'essai SPT (N°1 et N°2) .....	112
VI.2.3.2.2.2. Interprétation des résultats.....	116
VI.3. Conclusion.....	116

## **Chapitre VII : Simulation de l'interaction du sol marin avec l'ouvrage portuaire**

VII.1. Introduction.....	117
VII.2. Le maillage.....	117
VII.3. Modèle de comportement.....	118
VII.4. Définition des conditions aux limites et initiales .....	120
VII.5. Unité et convention de signe.....	120
VII.6. Visualisation et interprétation des résultats	
VII.6.1. Simulation numérique du profil du sol.....	121
VII.6.2. Simulation numérique du profil du sol avec sollicitation sismique .....	123
VII.6.3. Résultats et discussions.....	125
VII.7. Conclusion.....	126

## **Chapitre VIII : Techniques d'augmentation de la résistance à la liquéfaction**

VIII.1. Introduction.....	127
VIII.1.1. Changements fonctionnels.....	128
VIII.1.2. Traitement du sol liquéfiable.....	128
VIII.1.3. Changement structuraux.....	130
VIII.1.4. Contrôle des pressions interstitielles.....	132
VIII.2. Modélisation de quelques technique afin d’augmenter la résistance a la liquéfaction	
VIII.2.1. Excavation et remplacement du sol .....	133
VIII.2.1.1. Simulation numérique du profil du sol sans sollicitation sismique .....	133
VIII.2.1.2. Simulation numérique du profil du sol avec sollicitation sismique.....	135
VIII.2.2. Renforcement par des pieux.....	136
VIII.3. Comparaison des résultats et interprétation	
VIII.3.1. Comparaison des résultats.....	140
VIII.3.2. Interprétation des résultats.....	141
VIII.4. Conclusion.....	141
<b>Conclusion générale.....</b>	<b>142</b>

## **Bibliographie**

**Annexe1 : Présentation du code FLAC<sup>2D</sup> version 6.0.**

**Annexe2 : Présentation des essais de laboratoire.**

## Liste des Notations et des Abréviations

- $E_{\text{navire}}$  : L'énergie cinétique du navire ;
- $V$  : Vitesse d'accostage du navire en m/s ;
- $g$  : Accélération de la pesanteur (9,81 m/s<sup>2</sup>) ;
- $D$  : Déplacement du navire ;
- $E_d$  : Énergie absorbée par les défenses ;
- $C$  : Coefficient de répartition ;
- $C_M$  : Facteur de masse ;
- $D$  : Déplacement du navire ;
- $L$  : la longueur du navire (m) ;
- $B$  : la largeur du navire (m) ;
- $T$  : Tirant d'eau du navire (m) ;
- $a$  : Coefficient de forme est de 0,7 ;
- $\rho$  : Poids spécifique de l'eau de mer (T/m<sup>3</sup>) ;
- $D_1$  : Tonnage supplémentaire ;
- $C_E$  : Facteur d'excentricité ;
- $K$  : Rayon de révolution du navire en mètre ( $K = 0.2 L$ ) ;
- $C_S$  : Coefficient de souplesse ;
- $d$  : Le déplacement en mètre autorisé par les défenses ;
- $F$  : L'effort d'accostage ;
- $A$  : Surface du navire face au vent ;
- $D$  : Vitesse du vent (m/s) ;
- $\xi$  : Coefficient déterminé en fonction de la longueur du navire ;
- $n$  : Nombre de bollards sollicités ; ce nombre dépend de la longueur du navire ;
- $\varphi$  : Angle de frottement interne (en place) ;
- $c$  : Cohésion ;
- $\gamma$  : Poids volumique du sol au-dessus du niveau de la nappe (souvent voisin de 18 KN/m<sup>3</sup>) ;
- $\gamma'$  : Poids volumique du sol déjaugé ;
- $P$  : La poussée hydrodynamique ;
- $a_h$  : Accélération séismique horizontale ;
- $H$  : Profondeur de l'eau totale ;
- $P$  : étant le poids de la partie de l'ouvrage considéré ;

$K_0$  : Coefficient de poussées des terres au repos (0,50) ;

$\gamma_d$  : poids volumique du sol sec ;

$\gamma$  : poids volumique apparent immergé du sol ;

$\gamma_w$  : poids volumique de l'eau (1 t/m<sup>3</sup>) ;

$\nu$  : Coefficient de poisson du sol ;

$V_0$  : Volume initial de la sonde au repos ;

$V_m$  : Variation de volume correspondant à la valeur moyenne de la pression appliquée dans la phase pseudo élastique ;

$\Delta P/\Delta V$  : L'inverse de la pente de la partie linéaire de la courbe ;

$q_0$  : La pression verticale au repos du terrain au niveau de la base de la fondation après construction ;

$p_0$  : La pression horizontale du terrain au repos ;

$b$  : Coefficient d'identification des sols ;

$r$  : Masse volumique ;

$t$  : Temps ;

$g_i$  : Composante de l'accélération gravitationnelle générée par les forces de volume ;

$s_{ij}$  : Composante du tenseur des contraintes ;

$S_{ij}$  : Tenseur des contraintes ;

$e_{ij}$  : Tenseur des déformations ;

$F$  : Fonctionnelle ;

$de_{ij}$  : L'incrément de déformation ;

$ds_{ij}$  : L'incrément de contrainte ;

$G$  : Fonction tensorielle ;

$d_{ij}$  : Indice de kronecker ;

$Y$  : est l'angle de dilatance du matériau ;

$E$  : le module pressiométrique, en bars ;

$Pl$  : la pression limite de rupture, en bars ;

$Pl^*$  : pression limite nette, en bars ;

$K$  : Module d'élastique ;

$G$  : Module de cisaillement ;

$CSR$  : Le rapport de la contrainte cyclique ;

$\tau_{av}$ : La contrainte de cisaillement développée par la sollicitation sismique ;  
 $\sigma'_{\theta}$  : La contrainte verticale effective ;  
 $\sigma_0$ : La contrainte verticale totale ;  
 $a_{max}$ : L'accélération horizontale maximale a la surface du sol produite par le tremblement de terre ;  
 $g$ : L'accélération de la pesanteur ;  
 $r_d$ : Coefficient correcteur de réduction de la contrainte de cisaillement, décroissant avec la profondeur,  $Z$ , exprimée en mètre ;  
 $Z$  : est la profondeur au dessous de la surface, à l'endroit ou la contrainte est évaluée ;  
CRR :La résistance cyclique ;  
 $\tau_1$  : La résistance au cisaillement cyclique non drainée ;  
 $\sigma'_{\theta}$  : La contrainte verticale effective ;  
 $\sigma'_{v0}$ : est exprimée avec la même unité que la pression atmosphérique  $P_a$ ;  
 $(N)_{60}$  : est corrigé en  $(N_1)_{60}$ , qui est le  $(N)_{60}$  a 100 kPa ;  
 $K_m$ : facteur de graduation de la magnitude ;  
 $F_S$  : risque de liquéfaction ;  
PFP :Pressiomètre avec forage préalable;  
PAF :Pressiomètre auto-foreurs ;  
PMF :Pressiomètre foncés ;  
E.E.R.I : Learning from Earthquakes Reconnaissance Report ;  
VTS : Visual Traffic System ;  
B.S.I : British Standard Institution ;  
RPA : règles parasismiques algériennes ;  
CPV : contrôleur pression-volume ;  
S.P.T : Standard Pénétration Test ;  
C.P.T : Cône Pénétration Test.

## *Liste des Figures*

### **Chapitre I : Généralités sur les ouvrages portuaires**

- Fig. I.1. Intérieur d'un port.
- Fig. I.2. Ruines de l'ancien port de Sidon.
- Fig. I.3. Schéma de principe d'un port maritime.
- Fig. I.4. Port de BEJAIA.
- Fig. I.5. Port de Djen-Djen (Jijel).
- Fig. I.6. Un port commercial.
- Fig. I.7. Un port de pêche.
- Fig. I.8. Port de plaisance du Havre (Seine-Maritime).
- Fig. I.9. Port Nantes saint Nazaire (TOULON).
- Fig. I.10. Navire en présence de la houle.
- Fig. I.11. Carte du littoral algérien.
- Fig. I.12. Port de Gouraya.
- Fig. I.13. Port de Cherchel.
- Fig. I.14. Port de Tipaza.
- Fig. I.15. Port de Sidi Fredj.
- Fig. I.16. Port d'Alger.
- Fig. I.17. Port de Zemmouri.
- Fig. I.18. Port de Dellys.
- Fig. I.19. Carte des ports algériens.
- Fig. I.20. Les deux principaux types de digues.
- Fig. I.21. Digue à talus.
- Fig. I.22. Digue verticale.
- Fig. I.23. Les types intermédiaires de digues.
- Fig. I.24. Digue mixte.
- Fig. I.25. Tétrapodes et acropodes.
- Fig. I.26. Quai.
- Fig. I.27. Quai en bloc de béton.
- Fig. I.28. Quai en caissons en béton.
- Fig. I.29. Quai en rideau de palplanches.
- Fig. I.30. Quai sur pieux.
- Fig. I.31. Quai danois.
- Fig. I.32. Quai mixte.
- Fig. I.33. Les appontements.
- Fig. I.34. Les ducs d'Albe.
- Fig. I.35. Équipements pour les ouvrages d'accostage et d'amarrage.
- Fig. I.36. Quai en zone de marnage.
- Fig. I.37. Pile en zone de marnage.

## **Chapitre II : Présentation de l'essai pressiométrique**

Fig. II.1. L'essai pressiométrique Ménard.

Fig. II.2. Courbe de pressiomètre.

Fig. II.3. Schéma de principe d'un pressiomètre Autoforeur.

Fig. II.4. Courbe pressiométrique obtenue avec le pressiomètre Autoforeur (PAF).

Fig. II.5. Paramètres déduits d'un essai pressiométrique autoforeur.

## **Chapitre III : Présentation de l'Outil Numérique**

Fig. III.1. Procédé général de résolution des problèmes en géotechnique selon FLAC<sup>2D</sup>.

Fig. III.2. Séquence de calcul générale, d'après Billiaux et Cundall (1993).

Fig. III.3. Critère de rupture de Mohr-Coulomb dans FLAC, d'après ITASCA.

Fig. III.4. Critère de rupture de type Mohr-coulomb.

## **Chapitre IV : Présentation du site à étudier site de Bejaia**

Fig. IV.1. Vue aérienne de l'endroit où le quai sera construit (source : Google earth).

## **Chapitre V : Modélisation Numérique d'un essai pressiométrique**

Fig. V.1. Equilibre d'un élément de sol en déformation plane.

Fig. V.2. Dimension du problème (FLAC<sup>2D</sup>).

Fig. V.3. Discrétisation du milieu, maillage (FLAC<sup>2D</sup>).

Fig. V.4. Chargement appliqué (FLAC<sup>2D</sup>).

Fig. V.5. Modèle Mohr Coulomb (Flac<sup>2D</sup>).

Fig. V.6. Courbe pressiométrique.

Fig. V.7. Les déplacements au niveau de la grille.

Fig. V.8. La courbe expérimentale et la courbe numérique (Flac<sup>2D</sup>) pour une profondeur de 7m sondage N°1.

Fig. V.9. La courbe expérimentale et la courbe numérique (Flac<sup>2D</sup>) pour une profondeur de 7m sondage N°2.

Fig. V.10. La courbe expérimentale et la courbe numérique (Flac<sup>2D</sup>) pour une profondeur de 8m sondage N°3.

Fig. V.11. La courbe expérimentale et la courbe numérique (Flac<sup>2D</sup>) pour une profondeur de 9m sondage N°4.

Fig. V.12. La courbe expérimentale et la courbe numérique (Flac<sup>2D</sup>) pour une profondeur de 11m sondage N°5.

Fig. V.13. La courbe expérimentale et la courbe numérique (Flac<sup>2D</sup>) pour une profondeur de 12m sondage N°6.

Fig. V.14. La courbe expérimentale et la courbe numérique (Flac<sup>2D</sup>) pour une profondeur de 14m sondage N°7.

Fig. V.15. La courbe expérimentale et la courbe numérique (Flac<sup>2D</sup>) pour une profondeur de 15m sondage N°8.

Fig. V.16. La courbe expérimentale et la courbe numérique (Flac<sup>2D</sup>) pour une profondeur de 17m sondage N°9.

Fig. V.17. La courbe expérimentale et la courbe numérique(Flac<sup>2D</sup>) pour une profondeur de 17m sondage N°10.

## **Chapitre VI : Analyse numérique du potentiel de liquéfaction du site de Bejaïa**

Fig. VI.1. Barrage de calaveras (Californie).

Fig. VI.2. Phénomène de liquéfaction à l'échelle microscopique (**Luc LEPETIT, 2002**).

Fig. VI.3. Déplacement latérale de quais.

Fig. VI.4. Rupture du pont de Showa, à Niigata au Japon, dues à l'épandage latéral dans le sol.

Fig. VI.5. Renversement d'immeubles suite à la liquéfaction du sol lors du séisme de Niigata en 1964.

Fig. VI.6. Liquéfaction observée sur le site de Boumerdes, (**D'après l'EERI, 2003**).

Fig. VI.7. Influence de la densité relative (d'après **A. Pecker, 1984**).

Fig. VI.8. Influence du degré de saturation sur la résistance au cisaillement cyclique (d'après **A. Pecker, 1984**).

Fig. VI.9. Influence de la structure sur la R.C.C. (d'après **Mulilis et al 1975**).

Fig. VI.10. Fuseau granulométrique des sols liquéfiables (d'après **A. Pecker, 1984**).

Fig. VI.11. Expérience de la table vibrante.

Fig. VI.12. Variation du coefficient  $r_d$  avec la profondeur (**Seed et Idriss, 1971**).

Fig. VI.13. Courbe simplifiée recommandée pour le calcul du CRR à partir de donnée SPT (Méthode Seed et al. 1985, cite par **Luc LEPETIT, 2002**).

Fig. VI.14. Corrections sur les résistances en fonction de la teneur en fines (Seed, 1996, cite par **Luc LEPETIT, 2002**).

Fig. VI.15. Plan d'implantation des points d'investigation.

Fig. VI.16. Evaluation du risque de liquéfaction pour l'essai SPT N°1.

Fig. VI.17. Evaluation du risque de liquéfaction pour l'essai SPT N°2.

## **Chapitre VII : Simulation de l'interaction du sol marin avec l'ouvrage portuaire**

Fig. VII.1. Maillage adopté pour le sol.

Fig. VII.2. Modèle Mohr Coulomb(Flac<sup>2D</sup>).

Fig. VII.3. Les couches de sols.

Fig. VII.4. Le modèle à étudier avec présence d'eau.

Fig. VII.5. Vecteur déplacement du sol.

Fig. VII.6. Déplacement vertical du sol.

Fig. VII.7. Déplacement horizontal du sol.

Fig. VII.8. L'accélograme introduit.

Fig. VII.9. Vecteur déplacement du sol.

Fig. VII.10. Déplacement vertical du sol.

Fig. VII.11. Déplacement horizontal du sol.

Fig. VII.12. Evaluation de la pression interstitielle et de la contrainte effective.

Fig. VII.13. Les valeurs des pressions interstitielles.

## **Chapitre VIII : Techniques d'augmentation de la résistance à la liquéfaction**

Fig. VIII.1. Compactage dynamique.

Fig. VIII.2. Principe d'exécution de la vibroflotation.

Fig. VIII.3. Traitement de sol anti-liquéfaction par vibrocompactage et colonnes ballastées.

Fig. VIII.4. Quelque mode de Changement structuraux.

Fig. VIII.5. Illustration de l'utilisation de colonnes de gravier pour contrôler la liquéfaction des sols.

Fig. VIII.6. Déplacement vertical du sol.

Fig. VIII.7. Déplacement horizontal du sol.

Fig. VIII.8. Déplacement vertical du sol.

Fig. VIII.9. Déplacement horizontal du sol.

Fig. VIII.10. Le profil du quai avec renforcement par des pieux.

Fig. VIII.11. Déplacement vertical du sol.

Fig. VIII.12. Déplacement horizontal du sol.

Fig. VIII.13. Le déplacement vertical des pieux.

Fig. VIII.14. Le déplacement horizontal des pieux.

Fig. VIII.15. Les moments fléchissant des pieux.

Fig. VIII.16. Le déplacement vertical de la poutre de couronnement.

Fig. VIII.17. Les moments fléchissant de la poutre de couronnement.

## **Annexe 1 : Présentation du code FLAC 2D version 6.0**

Fig.1. Le bureau de démarrage dans la configuration graphique de FLAC 2D. GIIC.

Fig.2. Fenêtre de dialogue « Model Options » dans la configuration graphique de FLAC 2D GIIC.

Fig.3. Menu déroulant principale dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

Fig.4. Menu File dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

Fig.5. Menu Show dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

Fig.6. Menu Tools dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

Fig.7. Menu View dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

Fig.8. Menu View sous une forme de barre d'outils.

Fig.9. Menu Help dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

Fig.10. Barre d'outils dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

Fig.11. Barre d'outils BUILD dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

Fig.12. Barre d'outils ALTER dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

Fig.13. Barre d'outils MATERIAL dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

Fig.14. Barre d'outils IN SITU dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

Fig.15. Barre d'outils STRUCTURE dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

Fig.16. Barre d'outils SETTINGS dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

Fig.17 .Barre d'outils SETTINGS dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

Fig.18. Barre d'outils PLOT dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

Fig.19. Barre d'outils RUN dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

## *Liste des Tableaux*

### **Chapitre I** : Généralités sur les ouvrages portuaires

Tableau .I.1. Les valeurs de  $\xi$  en fonction de la longueur du navire.

Tableau .I.2. Les valeurs de  $n$  en fonction de la longueur du navire.

### **Chapitre II** : Présentation de l'essai pressiométrique

Tableau. II.1. Classification des sols d'après Ménard (Cassan, tome1, p.265).

Tableau. II.2. Classification des sols d'après Ménard (Cassan, tome1, p.265).

Tableau. II.3. Valeurs du coefficient rhéologique ( $\alpha$ ) du sol suivant L. Ménard (DTR- BC 2.331 § G. Philipponnat 2002, p.192).

### **Chapitre III** : Présentation de l'Outil Numérique

### **Chapitre IV** : Présentation du site à étudier site de Bejaia

### **Chapitre V**: Modélisation Numérique d'un essai pressiométrique

Tableau. V.1. Paramètre utilisé dans la simulation.

### **Chapitre VI** : Analyse numérique du potentiel de liquéfaction du site de Bejaia

Tableau .VI.1. Caractéristiques des sols liquéfiables.

Tableau .VI.2. Susceptibilité de liquéfaction des dépôts sédimentaires pendant les grandes secousses (d'après **Youd et Perkins, 1978**, cités par **E. Kavazanjian. Jr et al, 1997**).

Tableau. VI.3. Facteurs de correction pour le passage de  $(N_1)_{60}$  à  $\Delta(N_1)_{60}$  (Seed, 1996, cite par **Luc LEPETIT, 2002**).

Tableau. VI.4. Facteurs de correction pour le passage de  $(N_1)_{60}$  à  $\Delta(N_1)_{60}$  (Seed et Idriss, 1997, cite par **Luc LEPETIT, 2002**).

Tableau. VI.5. Différents facteurs de graduation pour différentes magnitudes (**Youd et Idriss, 2001**).

Tableau. VI.6. Résultat de l'essai S.P.T N°1.

Tableau. VI.7. Résultat de l'essai S.P.T N°2.

Tableau .VI .8. Evaluation du risque de liquéfaction par l'essai SPT N°1.

Tableau .VI .9. Evaluation du risque de liquéfaction par l'essai SPT N°2.

### **Chapitre VII** : Simulation de l'interaction du sol marin avec l'ouvrage portuaire

Tableau.VII.1. Paramètre utilisé dans la simulation.

### **Chapitre VIII** : Techniques d'augmentation de la résistance à la liquéfaction

Tableau .VIII.1.Types d'interventions pour un site liquéfiable (adapte de **Silver, 1985**).

Tableau .VIII.2. Comparaison des résultats obtenus.

Tableau .VIII.3. Déformation des éléments structuraux, déplacements et moments.



# *Introduction Générale*

## *Introduction Générale*

Les ports sont des acteurs essentiels pour le développement d'un état, d'une région, d'une ville. Qui est un endroit situé sur le littoral maritime, sur les berges d'un lac ou sur un cours d'eau et destiné à accueillir des bateaux et navires. Du point de vue économique, c'est un établissement destiné à la réception des navires en vue d'assurer la continuité des transports entre les voies maritimes, terrestres ou ferroviaires.

Dans ce contexte les études géotechniques revêtent une importance capitale pour la durabilité et la stabilité de ces ouvrages. Cependant dans une étude géotechnique la modélisation constitue une étape importante pour la qualité des analyses de prévision du comportement du sol et des ouvrages, mais ces ports sont souvent confrontés au problème de l'eau et la qualité des sites.

Suite à ces tremblements de terre, les sols saturés en eau peuvent se liquéfier.

Bien que le phénomène de liquéfaction soit l'un des effets secondaires induits par les Séismes, il est parfois plus dévastateur que le séisme lui-même.

Les événements de Niigata (Japon) et d'Anchorage (Alaska) de 1964, par l'intensité des désastres tant sur le plan humain que matériel, ont attiré l'attention des chercheurs sur le comportement des sols sous sollicitations sismiques. Durant le séisme de Niigata, le sol en dessous des bâtiments qui étaient construits de façon à résister à tout séisme se liquéfia causant l'inclinaison et l'enfoncement des constructions dans le sol.

L'évaluation du risque de liquéfaction sous séisme est un enjeu important, vu les dégâts qui peuvent engendrer ce phénomène. Dès la fin des années 60 beaucoup de chercheurs se sont intéressés à l'étude du phénomène de liquéfaction afin de trouver des méthodes qui permettent l'évaluation du risque de liquéfaction (méthode de Seed et Idriss basée sur les deux essais SPT et CPT, méthode de Robertson, méthode d'Andrus et Stokoe 1997,...etc).

Aujourd'hui il existe plusieurs méthodes pour étudier cette interaction que ce soit théorique telle que la méthode des éléments finis, la méthode des différences finies, ou expérimentale telle que les essais IN SITU comme par exemple l'essai pressiométrique ou même numérique en utilisant des logiciels comme ROSA 2000, CESAR-LCPC, FLAC<sup>2D</sup>.....

Il est primordial d'avoir une connaissance de base solide des principes et théories pour pouvoir utiliser ces logiciels dans les problèmes pratiques.

Pour atteindre l'objectif visé, le travail sera divisé suivant le plan ci-dessous :

Ø Le chapitre I est consacré à l'étude bibliographique sur les ouvrages portuaires ;

Ø Le chapitre II est consacré à la présentation de l'essai pressiométrique Ménard qui est un essai de chargement du sol en place ;

Ø Le chapitre III est consacré au logiciel de calcul, en l'occurrence « FLAC<sup>2D</sup> » qui est basé sur la méthode des différences finies. C'est une méthode explicite utilisant un schéma itératif pour la résolution des équations de mouvement pour chaque élément basé sur les valeurs des sollicitations des éléments voisins. Le choix de cette méthode est motivé par la simplicité de son applicabilité pour les problèmes de géotechnique ;

Ø Le chapitre IV est consacré à la présentation du site à étudier site de Bejaia.

Ø Le chapitre V est consacré à la simulation d'un essai pressiométrique. En partant des résultats récoltés lors de l'essai pressiométrique pour obtenir les courbes approximatives à partir du logiciel FLAC<sup>2D</sup> ;

Ø Le chapitre VI consiste en une synthèse de connaissances relatives du phénomène de liquéfaction telle que les dégâts engendrés par la liquéfaction ainsi que les paramètres affectant ce phénomène et les différentes méthodes d'évaluation du risque de liquéfaction mais aussi une application expérimentale et numérique sur le

site de BEJAIA, situés dans le terminal marin de la plaine alluviale de Bejaia. L'évaluation du risque de liquéfaction est faite à partir des résultats requis d'essais in situ, l'essai de pénétration standard SPT en utilisant la méthode empirique simplifiée de Seed et Idriss ;

Ø Le chapitre VII consiste à simuler l'interaction entre sol marin avec l'ouvrage portuaire.

Ø Le chapitre VIII consiste aux techniques adoptées pour réduire le risque de liquéfaction et quelques modélisations numériques de certaine technique.

Enfin nous terminons notre travail par une conclusion générale donnant une synthèse de notre recherche, et des perspectives à ce travail de recherche terminent ce mémoire de Master 2.

# ***Chapitre I***

## ***Généralités sur les ouvrages portuaires***

*Chapitre I*  
*Généralités sur les ouvrages portuaires*

**I.1. Introduction**

Un port est une infrastructure située sur le littoral maritime, sur les berges d'un lac ou sur un cours d'eau et destiné à accueillir des bateaux et navires. Un port peut remplir plusieurs fonctions, mais doit avant tout permettre d'abriter les navires, en particulier pendant les opérations de chargement et de déchargement. Il facilite aussi les opérations de ravitaillement et de réparations.

De par leur double importance économique et politique, les ouvrages portuaires jouent un rôle considérable dans le développement d'un pays. Depuis quelques décennies, nombreux pays, à l'instar de la Chine, ont compris que le port est une porte vers le monde puisque actuellement la quasi-totalité des échanges commerciaux entre les pays et les continents se font par voie maritime.

Il a été important à l'Algérie de s'adapter à ce changement. Pour cela, elle se lance dans des projets de réalisation et d'aménagement d'infrastructures maritimes. Il s'agit dans l'ensemble, de création et d'extension de ports et d'abris de pêche, ainsi que le confortement et le rempiètement de plusieurs ports.

Les ports sont des lieux stratégiques, économiques et militaires. Ils ont pour cette raison et depuis des siècles faits l'objet de nombreuses attaques venant de la terre, de la mer ou des airs.

Les premiers ports construits semblent toutefois remonter aux Phéniciens avec les ports de Sidon et Tyr au XIII<sup>e</sup> siècle av. J-C.

Malgré les destructions suivant la fin de l'Empire romain, les ports se développent sur le pourtour de la Méditerranée et progressivement sur la façade Atlantique au fur et à mesure de l'expansion du commerce.



Fig. I.1. Intérieur d'un port.



Fig. I.2. Ruines de l'ancien port de Sidon.

À l'opposé d'un mouillage consistant généralement d'une rade protégée des vents dominants et des vagues par la terre, un port sera protégé par une ou plusieurs digues ou môles. Il pourra être composé de plusieurs darses, de parties isolées par des écluses, de cales sèches ou flottantes. Il peut nécessiter des dragages afin d'entretenir une profondeur suffisante. Le port lui-même est aménagé avec des jetées, des quais, des pontons et doit être relié à d'autres moyens de transport (routier, ferroviaire...).

Espace voué au transit de marchandises et de passagers, le port est :

- une zone géographique ;
- une communauté de professionnels ;

- une zone industrielle et logistique ;
- un lieu d'échanges et d'informations.

Du point de vue économique, c'est un établissement destiné à la réception des navires en vue d'assurer la continuité des transports entre les voies maritimes, terrestres ou ferroviaires.

## **I.2. Rôle des ports maritimes**

Ils existent deux aspects du rôle des ports maritimes (**Chapon J., 1975**)

\***Rôle industriel** : le port peut comporter des installations destinées à traiter ou transformer les matières premières importées ou exportées ;

\***Rôle de marché** : transbordement d'un moyen de transport terrestre à un transport maritime (et inversement) peut s'accompagner d'opérations commerciales faisant du port un lieu de marché. Cette fonction nécessite de grands moyens de stockage et de conditionnement des marchandises.

Sur le plan physique, le port permet aux navires de stationner à l'abri de la houle et du vent, pour :

- effectuer leurs opérations de transit (chargement et déchargement des marchandises, embarquement ou débarquement des voyageurs) ;
- effectuer leurs avitaillements (combustible ou carburant, eau, produits nécessaires à la vie de l'équipage et des passagers) ;
- assurer leurs entretiens et leurs réparations ;
- être construits ou démolis.

## **I.3. Définition des types de port d'après leur implantation géographique**

### **I.3.1. Ports établis dans les rades abritées**

Ceux sont essentiellement:

- ü Des ports militaires ;
- ü Des ports pour le trafic des hydrocarbures établis sur sea-lines ou sur tourelle isolée ;
- ü Des postes minéraliers en rade foraine ;

ü Des postes à passagers ou à marchandises diverses avec transbordement sur engins flottants.

### **I.3.2. Ports extérieurs**

Ils sont établis sur le littoral et sont gagnés sur les eaux, ou creusés dans les terres.

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.

### **I.3.3. 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, comportant des postes protégés.

## **I.4. Définition des types de port d'après leur mode de gestion**

Selon le mode de gestion des ports, on distingue les ports publics (dont les ports autonomes) et les ports privés.

### **I.4.1. Les ports publics**

Ils sont gérés directement ou indirectement par le secteur public.

### **I.4.2. Les ports privés**

Ils sont gérés par une entreprise privée, c'est un cas courant dans certains pays, en particulier ceux de tradition anglo-saxonne.

---

- Sea-lines est une canalisation sous-marine posée à demeure sur le fond de la mer prolongée par une conduite flexible en caoutchouc armé vers un coffre flottant, permettant de maintenir le flexible hors l'eau et l'aspiration ou le refoulement de l'hydrocarbure du navire ;

- Tourelle isolée : C'est un poste établi sur rade foraine, sans protection par des ouvrages extérieurs. On peut distinguer des postes pétroliers constitués par des plateformes reliées avec des conduites; et des postes minéraliers où la transition est assurée par un portique ayant un bras de grande longueur.

## I.5. Type de ports

Des ports de toutes tailles existent, abritant de quelques barques, à des milliers de bateaux et installations utilitaires ou industrielles de production. Les ports peuvent être classés selon leur localisation, et leur(s) activité(s).

### Ø A/Localisation

Selon leur localisation, on distingue les ports maritimes, lacustres, fluviaux et à sec.

#### I.5.1. Ports maritimes

Ils sont situés sur la côte d'une mer ou d'un océan ; ce sont souvent les ports principaux pour un pays ayant une façade maritime, accueillant les plus grands tonnages. Ces ports ont besoin d'avantage de protection contre les vagues et le vent en raison de leur exposition.

Dans les ports maritimes européens, passent chaque année environ 3,5 milliards de tonnes de fret (marchandise), et environ 350 million de passagers (chiffres 2007). Les ports maritimes manient presque tout le fret impliqué dans le commerce extérieur et la moitié de celui impliqué dans le commerce intérieur.

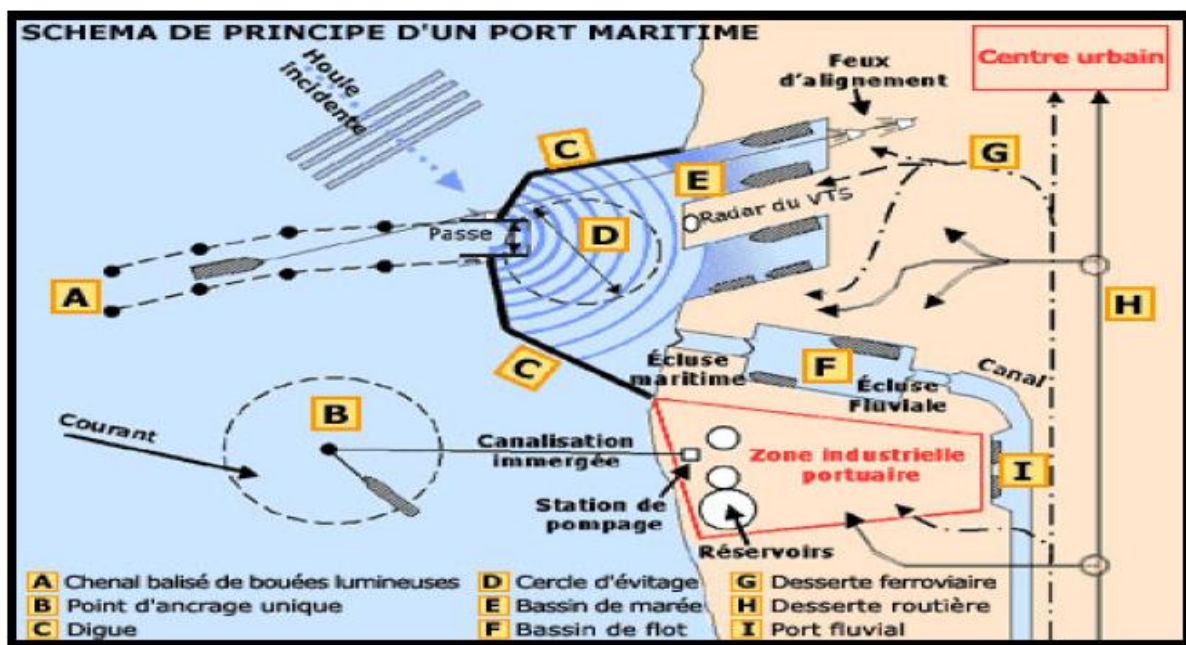


Fig. I.3. Schéma de principe d'un port maritime.

Pour entrer dans le port, ou en sortir, le navire emprunte un **chenal balisé (A)**, aidé dans sa circulation par le radar du VTS (Visual Traffic System) et par les feux d'alignement.

\* **L'avant-port (D)** est protégé de la houle par des **digue (C)**. Le navire peut y effectuer des manœuvres "d'évitage" (c'est à-dire tourné sur lui-même de 180°), de façon à pouvoir être amarré à son poste d'opérations cap vers la sortie (ce qui facilite grandement l'abandon du poste en cas de nécessité) ;

**Les postes d'accostage** (conçus sous forme de quais, d'appontements ou de ducs d'Albe) sont établis en bordure :

\* **de bassins de marée (E)** en liaison directe avec l'avant-port ;

\* **ou de bassins à flot (F)** reliés à l'avant-port par une écluse maritime Les postes sont desservis par des voies de transport intérieures (routes, rails, voies navigables (G, H, I) et équipés de terre-pleins permettant le stockage des cargaisons.

Lorsque l'agitation due à la houle n'est pas trop forte, les navires transportant des cargaisons liquides ou en vrac peuvent être reçus à des **postes non protégés (B)**. Ils chargent ou déchargent leur cargaison par des tuyaux flexibles reliés à un **point d'ancrage (B)** constitué d'une bouée ancrée sur le fond par des chaînes. La liaison entre ce point et les installations de stockage établis à terre s'effectue par des canalisations fixes posées sur le fond marin.

### **I.5.1.1. Exemples des ports maritimes en Algérie**

#### **a. Port de Bejaia**

Le port de Bejaia est un port mixte (port pétrolier, commercial et un quai pêcheur). La situation géographique du Port de Bejaia offre des commodités exceptionnelles.

Il se trouve à quelques minutes seulement d'un Aéroport international (5 Km). La gare ferroviaire est localisée dans le même site que le Port, ce qui offre, entre autres, des facilités en matière de transfert de marchandises de toute nature vers d'autres destinations. Le port de Bejaia présente 2.8 Km de quai avec une capacité de production de 2 800 T/an en matière de pêche et 10 985 920 T/an pour le commerce.



Fig. I.4. Port de BEJAIA.

**b. Port de Djen Djen (Jijel)**

Le port de Djen-Djen est situé à 10 Km à l'est de Jijel, à l'embouchure de l'Oued Djen-Djen dont il porte le nom. C'est une infrastructure portuaire moderne de création récente (1985- 1991) avec 2 Km de quai extensibles à 4 ou 5 Km et des profondeurs variant de 10.5 à 20 m.



Fig. I.5. Port de Djen-Djen (Jijel).

### **I.5.2. Ports fluviaux**

Les ports fluviaux, ou ports intérieurs, sont situés sur le bord d'un fleuve, d'une rivière ou d'un canal. Ils sont souvent aménagés sur un bras mort, une dérivation ou un élargissement naturel du cours d'eau afin d'éviter que le courant ne gêne les activités portuaires ; certains ports fluviaux sont créés artificiellement en creusant la terre pour créer des bassins accessibles depuis le fleuve. Les grands ports fluviaux sont souvent près des embouchures (entrée d'un fleuve dans la mer) de grands fleuves, accessibles à des navires venant de la mer ; on peut donc les considérer comme des ports maritimes au vu de leur trafic. La distinction peut devenir difficile à proximité de l'embouchure.

### **I.5.3. Ports lacustres**

Ils sont situés en bordure d'un lac. S'ils ne sont pas soumis aux aléas des marées, les vagues peuvent poser problème sur les grandes étendues d'eau. Les ports lacustres comprennent les petites marinas au bord des lacs de montagne mais également les grands ports de commerce sur les Grands Lacs.

### **I.5.4. Ports à sec**

Relativement récents (apparus dans les années 1960 aux États-Unis), les ports à sec permettent le stockage à terre de petites unités telles que les voiliers de plaisance et les yachts.

Ces « ports » sont situés à proximité d'un port de plaisance ou au moins d'une cale de mise à l'eau.

### **Ø B/Activités**

Selon leurs activités et les types de bateaux accueillis, on distingue les ports de commerce, de pêche, de plaisance, et les ports militaires. Il est fréquent qu'un même port combine plusieurs activités, mais elles sont souvent séparées géographiquement, par exemple avec différents bassins.

### **I.5.5. Ports de commerce**

Servent à accueillir les navires de commerce ; ceci inclut le trafic de passagers sur les ferries et les paquebots et le transport de marchandises pour les navires cargo.

Les marchandises peuvent être liquides (pétroliers, chimiques) et nécessiter des réservoirs et tuyauteries dédiées ; ou solides, en vrac (vraquiers, nécessitant des silos ou des espaces de stockage) ou emballées ; cargos mixtes ayant besoin d'entrepôts et de grues, ou les porte-conteneurs avec les grands espaces de stockage associés.

Les cargaisons roulantes (pour les rouliers) ont besoin de zones d'attente, éventuellement de parkings. Outre les espaces de stockage et les moyens de manutention nécessaires, un port de commerce inclut aussi des liaisons routières et ferroviaires, voire fluviales, avec la terre ; différentes darses et terminaux spécialisés ; des bassins pour les navires de services associés ; selon les cas, des bassins dédiés à la réparation, un dispositif de séparation du trafic.



Fig. I.6. Un port commercial.

### **I.5.6. Ports de pêche**

Sont les plus nombreux dans le monde, et sont souvent ceux dont les dimensions sont les plus réduites. Leurs dimensions varient selon les bateaux accueillis ; les chalutiers de haute

mer partant pour plusieurs semaines auront besoin de plus d'espace de quai en revenant décharger leur cargaison, tandis que les petits bateaux de pêche partant à la journée auront besoin de pouvoir décharger rapidement pour la criée. L'infrastructure est plus simple que pour un port de commerce ; quelques quais ou pontons, une station de ravitaillement, et un moyen de vendre le produit de la pêche (marché à proximité), et éventuellement de le traiter avant la vente si cela n'a pas été fait sur le bateau.



Fig. I.7. Un port de pêche.

### **I.5.7. Les ports de plaisance**

Accueillent les bateaux de plaisance, de loisir et de compétition, à voile et à moteur. La plupart des bateaux sont de petite taille (inférieur à 20 m), et les places de port sont standardisées grâce à des pontons, différentes techniques d'amarrage sont utilisées selon les endroits. On y trouve une capitainerie, différents services d'avitaillement, de mise au sec et de réparation, une pompe à carburant, et divers services pour les équipages. Ils sont souvent situés près du centre des villes pour des raisons touristiques et pratiques (facilité d'accès et d'avitaillement).



Fig. I.8. Port de plaisance du Havre (Seine-Maritime).

### **I.5.8. Les ports militaires (ou bases navales)**

Accueillent les navires de guerre. Certains ports sont ouverts, mais d'autres, notamment les bases de sous-marins, sont fermés et interdits au public pour des raisons de sécurité. Un port militaire peut inclure un arsenal, une école navale, un chantier de réparations, des moyens de ravitaillement, de logement et d'entraînement pour les équipages. Certains navires militaires, comme les patrouilleurs, peuvent être basés dans d'autres types de ports.



Fig. I.9. Port Nantes saint Nazaire (TOULON).

## I.6. Caractéristiques des ports

Un port possède différentes caractéristiques qui permettent de le classer par rapport aux autres :

La position géographique et la géométrie des bassins portuaires et des jetées déterminent les qualités d'un port et influent sur les paramètres suivants ;

- **Protection** : le port peut être ouvert ou disposer d'un abri naturel ou artificiel grâce à une jetée ou un brise-lames. Le port peut être fermé ou d'accès difficile quand les vagues et / ou le vent ont une orientation particulière. La vitesse des navires est réglementée dans le port et à ses abords. La circulation intra-portuaire ne doit pas générer de vagues importantes.

L'apparition de navires plus grands, lourds ou larges peut ainsi modifier la hauteur de vague, et indirectement les fonds, la sédimentation, la générer des vagues plus destructrices pour les berges et aménagements flottants. Des modèles ou essais avec des maquettes permettent d'étudier ces problèmes ainsi que la manière dont la houle peut ou non entrer dans un port.

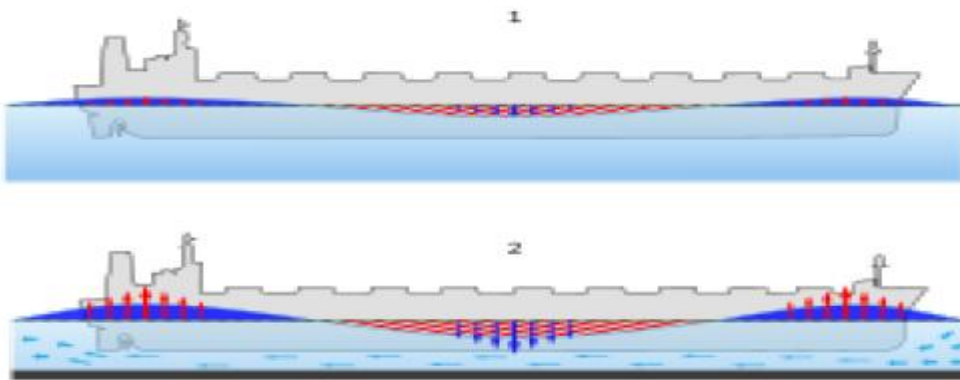


Fig. I.10. Navire en présence de la houle.

- **Profondeur** : la profondeur disponible, suivant l'heure de la marée, détermine la taille des bateaux qui peuvent entrer en fonction de leur tirant d'eau. Pour les grands ports, la profondeur est entretenue par un dragage régulier du fond ou de chenaux d'accès. Afin de préserver une profondeur suffisante, certains ports disposent d'écluses ou de seuils ; le tirant d'eau du navire est aussi affecté par le phénomène de su enfoncement. Les ports les plus

profonds au monde atteignent 30 m, mais 15 m est un chiffre plus courant pour les ports de commerce, et 2 à 6 m pour les ports de plaisance.

- **Balisage** : l'entrée d'un port doit être repérable de jour comme de nuit, par des moyens non visuels dans le brouillard (radar, corne de brume...). Le balisage s'appuie sur des bouées ou balises utilisant le système latéral ou cardinal, des feux et phares.

### **I.7. Les ports en Algérie**

Les ports en Algérie sont tout aussi importants que par le monde, et les autorités investissent énormément pour développer et entretenir les infrastructures portuaires existantes et en construire d'autres. En cherchant toujours à avoir le bon état et le meilleur rendement des ports, par l'investissement de 100 milliard de dinars sur la période 2012, 2014.

#### **I.7.1. Planification des infrastructures et installations portuaires**

Pour arriver à la planification des infrastructures portuaires un certain nombre de paramètres sont pris en considération; il s'agit notamment de ;

- Volume total des cargaisons à traiter (chargées et déchargées) en tenant compte des tendances (telle que l'augmentation du trafic conteneurisé au détriment du volume des marchandises générales) ;
- Taille moyenne des navires pouvant accoster aux infrastructures existantes ;
- Nombre de navires faisant escale ;
- Productivité de la manutention (Nombre de grues, taux de rendement, etc) ;
- Durée de séjour moyen de la cargaison au port (hangars, magasins spécialisés, terre pleins, silo, etc.) ;
- Voies de desserte (route et rail).

#### **I.7.2. Classification des ports Algériens**

Les ports algériens sont classés selon leurs capacités et aussi leurs caractéristiques, dans l'ordre suivant ;

\*Port principal ;

\*Port secondaire important ;

\*Petit port secondaire.

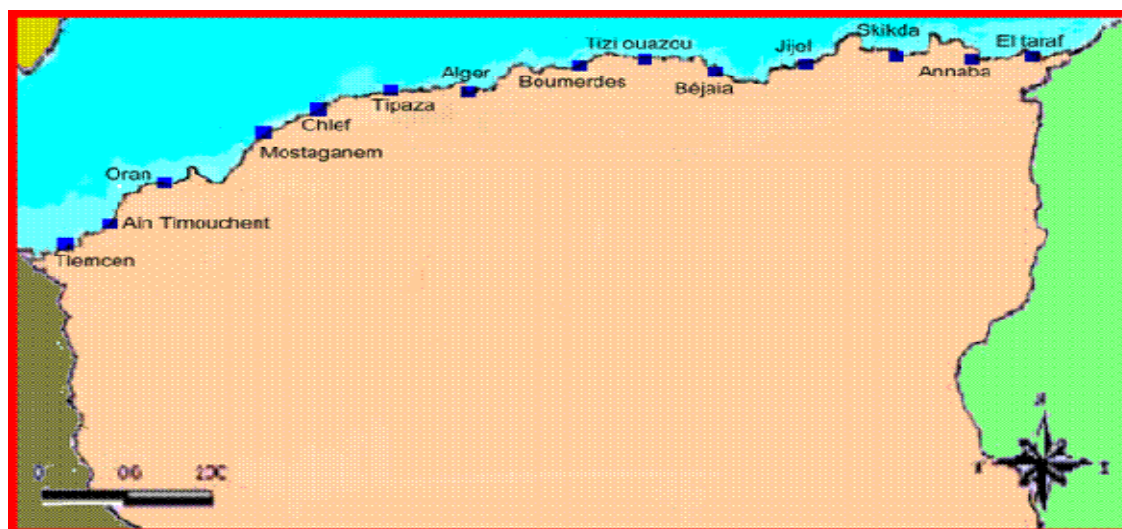


Fig. I.11. Carte du littoral algérien.

### **I.7.3. Les perspectives pour les ports algériens**

Les perspectives de développement de ce secteur sont nombreuses et visent essentiellement à la maintenance du patrimoine existant, à la modernisation des infrastructures pour les modes de transports par conteneurs, et à la création de capacités portuaires nouvelles.

Tout cela se traduit par:

- l'achèvement de la construction de cinq ports de pêche (El Kala, El Marsa, Salamandre, Marsa Ben M'Hidi, Tigzirt);
- la protection de onze rivages;
- le confortement, rempiètement, et renforcement d'ouvrages portuaires au niveau des ports d'Alger, d'Arzew, de Skikda et de Ténès;
- l'aménagement portuaire de pêche à l'intérieur des ports de Bejaïa et la protection du port de Bouzedjar contre l'ensablement, le revêtement du port de pêche de Ziama Mansouriah et le dragage de la passe d'entrée du port de pêche de Boudis ;
- la réalisation de cinq autres infrastructures de pêche.

#### **I.7.4. Exemples des ports algériens**

- **Port de Gouraya (Tipaza)**

Le port de Gouraya a été réalisé en 1999, c'est un port de pêche, de production annuelle de 130 T. Il présente 150 ml de quai.



Fig. I.12. Port de Gouraya.

- **Port de Cherchel (Tipaza)**

Le port de Cherchell est un ancien port de pêche, il a été construit durant la période coloniale, sa capacité de production est de 5 500 T/an, il présente un linéaire de quai de 575 m.



Fig. I.13. Port de Cherchel.

• **Port de Tipaza**

Le port de Tipaza est situé à 70 Km à l'Ouest d'Alger, c'est un ancien port de pêche d'une capacité de production de 24 T/an, le port de Tipaza présente seulement 70 ml de quai.



Fig. I.14. Port de Tipaza.

• **Port de Sidi Fredj (Alger).**

Le port de Sidi Fredj est le seul port de plaisance en Algérie, il a été construit en 1974. Il est composé de :

- Une jetée principale de 230 ml ;
- Une jetée secondaire de 215 ml ;
- Un quai et un appontement de 777 ml ;
- Une capacité de 400 plaisanciers.



Fig. I.15. Port de Sidi Fredj.

- **Port d'Alger**

C'est le plus important port de marchandises générales avec près de 10 Km de quai à des Profondeurs variant de 7 à 11 m.

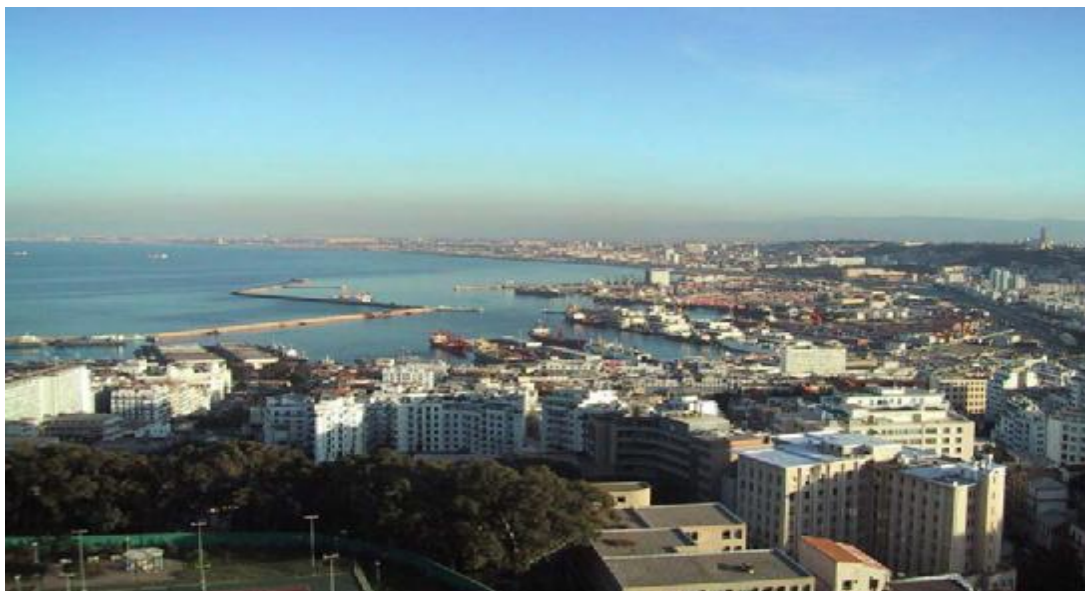


Fig. I.16. Port d'Alger.

- **Port de Zemmouri (Boumerdes)**

Le port de Zemmouri El Bahri est un port de pêche qui a été construit en 1987, il a 365 ml de quai et une capacité de production de 12 904,07 T/an.



Fig. I.17. Port de Zemmouri.

- **Port de Dellys (Boumerdes)**

C'est un port mixte (commerce et pêche) il a été réalisé en 1946, avec 808 ml de quai et une Capacité de production annuelle de 4532,28 T.



Fig. I.18. Port de Dellys.

### **I.7.5. Patrimoine des infrastructures portuaires en Algérie**

L'infrastructure portuaire en Algérie est constituée de 40 ports, dont:

- Ø 11 ports mixtes (pêche, commerce, hydrocarbures) ;
- Ø 02 ports spécialisés en hydrocarbures (Skikda, Arzew);
- Ø 26 ports et abris de pêche (dont 06 à l'intérieur des ports de commerce);
- Ø 01 port de plaisance (Sidi fredj).

Actuellement il y a des projets en cours de réalisation ou de rénovation :

- Ø 11 Protections des rivages ;
- Ø Confortement, rempiètement, et renforcement d'ouvrages portuaires au niveau des ports d'Alger, d'Arzew, de Skikda et de Ténès ;
- Ø Aménagement portuaire de pêche à l'intérieur des ports de Bejaïa et Annaba ;
- Ø Protection du port de Bouzedjar contre l'ensablement et le revêtement du port de pêche de Ziama Mansouriah ;
- Ø Dragage de la passe d'entrée du port de pêche de Boudis.

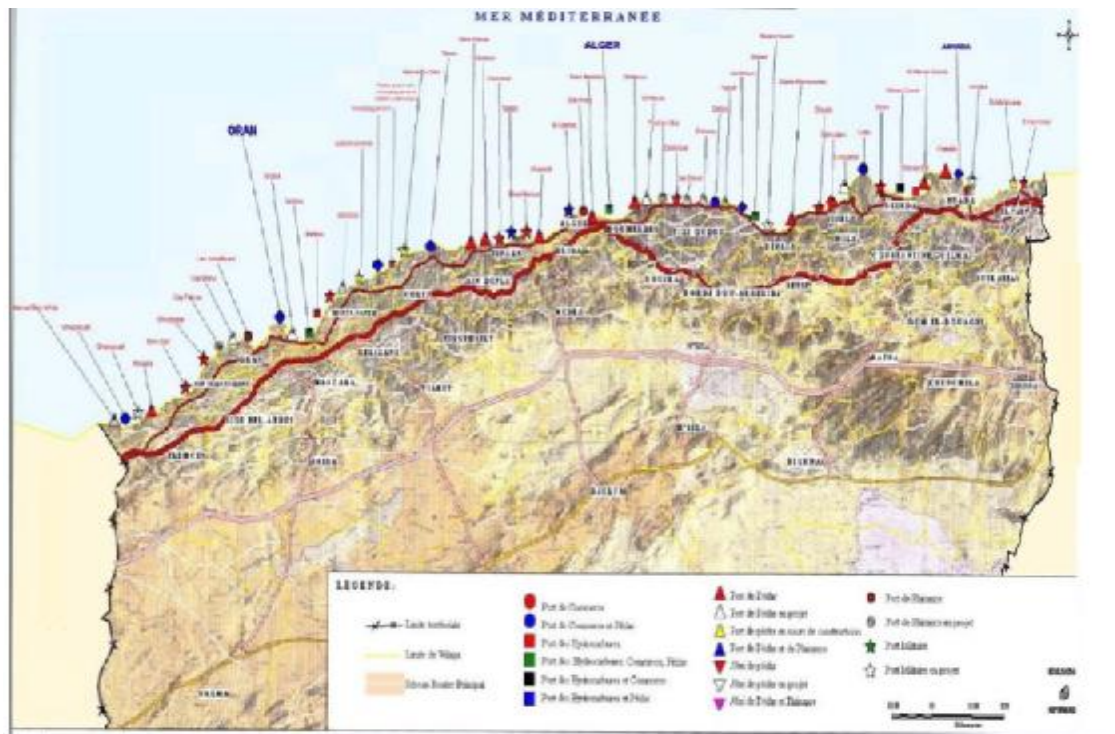


Fig. I.19. Carte des ports algériens.

## I.8. Réalisation des types d'ouvrages maritimes

Les principaux types d'ouvrages maritimes sont les ouvrages poids, dont la stabilité est assurée par leur poids propre grâce au frottement qu'ils mobilisent au niveau de l'interface avec le sol de fondation. Nous distinguons principalement les digues et les quais.

### I.8.1. Les digues

On peut les séparer en deux catégories :

- Les digues à talus (A) ;
- Les digues verticales (B).

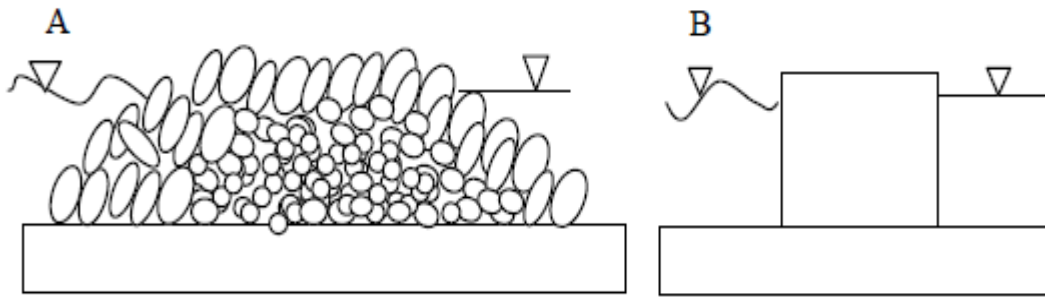


Fig. I.20. Les deux principaux types de digues.

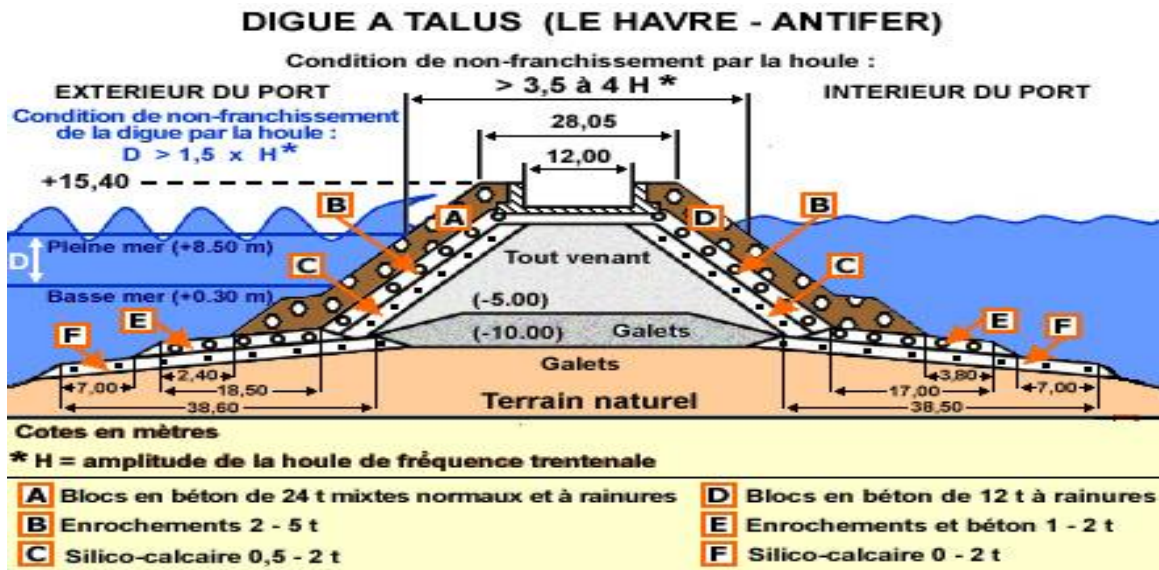


Fig. I.21. Digue à talus.

Elles sont constituées d'un massif (pierre ou béton) remontant à la surface et, au-dessus de ce massif, édifice en maçonnerie prévenant les fortes houles.

Le problème de ces talus en enrochements réside dans la double action de l'eau: lors de la montée des eaux, des surpressions dues à des ondes élastiques créées par l'impact des particules sur les parois endommagent le massif. Lors de la descente des eaux, l'écoulement vers l'extérieur s'ajoute à la pesanteur et peut faire glisser les blocs. Toutes ces structures résistent principalement par leur poids aux sollicitations horizontales.

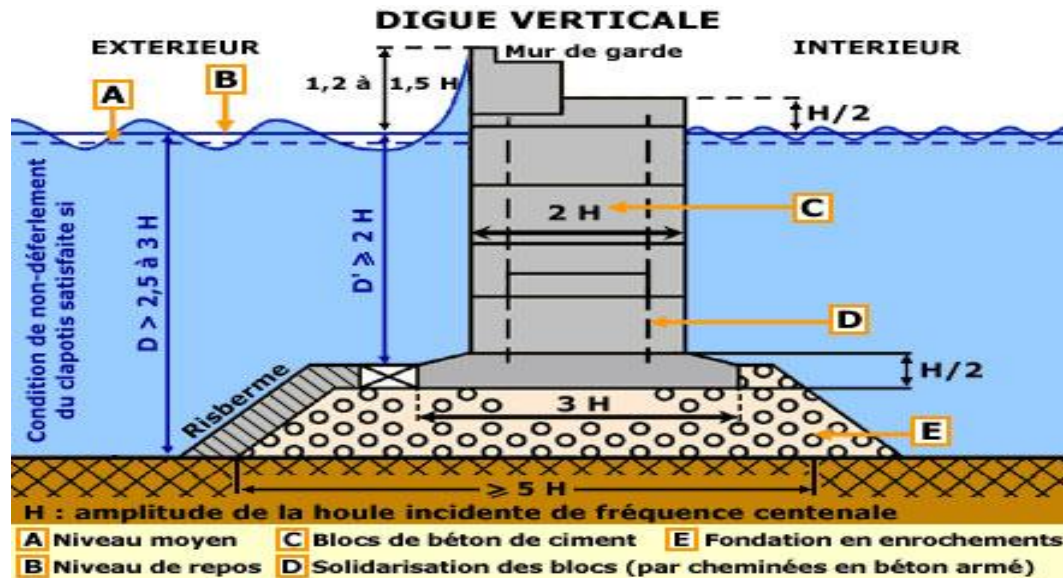


Fig. I.22. Digue verticale.

Les digues verticales connaissent aussi un certain nombre de variantes. Elles peuvent être réalisées :

- ü en maçonnerie ou éventuellement en blocs de béton superposés ;
- ü en caissons parallélépipédiques.

Diverses autres possibilités ont été explorées : caissons cylindriques (Tanimoto et Takahashi, 1994), caissons type Jarlan pour des ouvrages de protection ou pour des ouvrages mixtes de protection et d'accostage comme à Roscoff en 1971 (STCPMVN, 1981) ou très récemment au port de La Condamine à Monaco.

Compte tenu du volume important de ce type de digue nécessaire à leur stabilité dans un contexte de grande houle, elles ne sont utilisées que pour des houles n'excédant pas 6 à 7m.

Néanmoins, et contrairement aux digues à talus, leur volume varie peu avec la profondeur et elles peuvent donc être intéressantes pour des digues en eaux profondes.

- ü En pratique, deux catégories intermédiaires existent aussi :
  - « digues mixtes » (C) ;
  - « digues arrimées ou digues à blocs » (D).

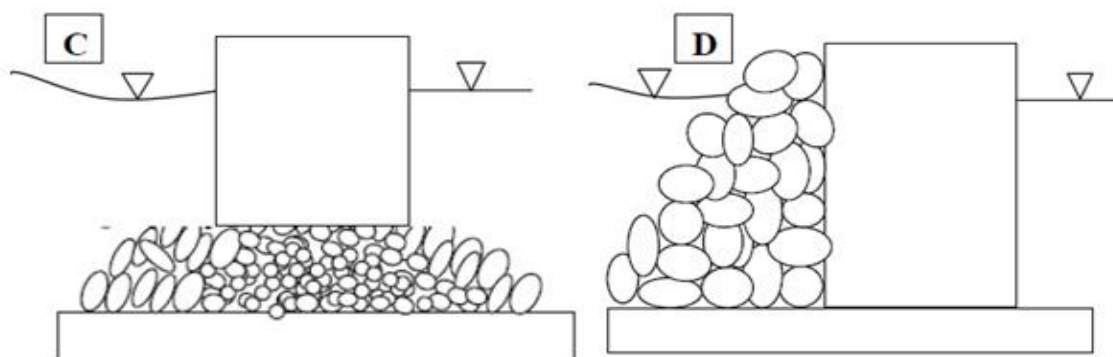


Fig.I.23.Les types intermédiaires de digues.

Toutes ces structures résistent principalement par leur poids aux sollicitations horizontales. Toutefois, les digues sortent du cadre de cette étude. Nous nous limiterons donc dans cette étude à énumérer les types de digues existantes, les digues verticales (B) et les digues mixtes(C).

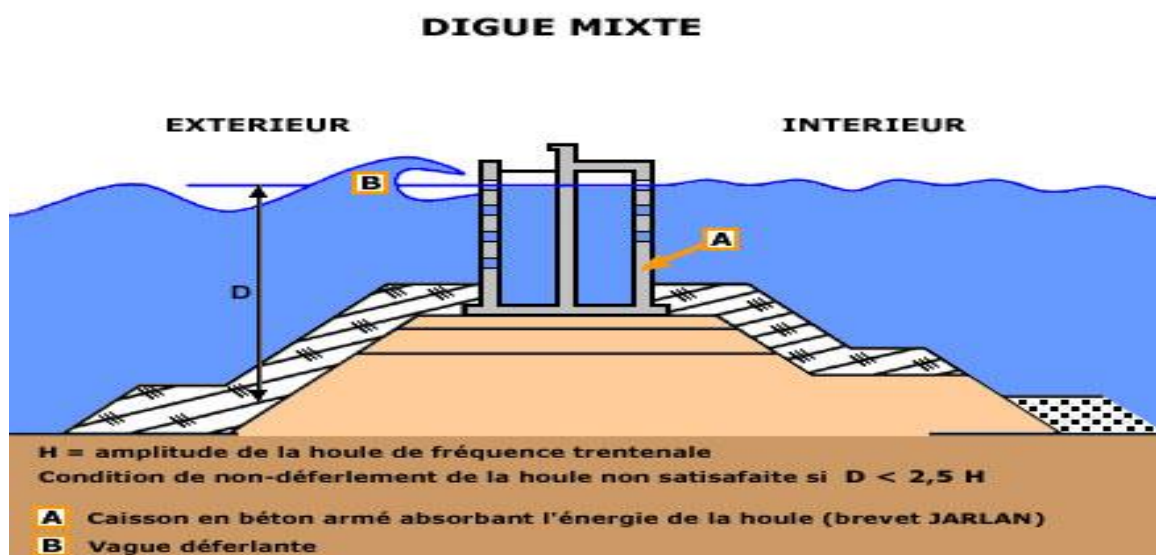


Fig. I.24. Digue mixte.

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.

Des procédés utilisant des caissons en béton, dont la paroi extérieure est perforée, permettent une meilleure absorption du choc des lames qu'une paroi pleine (**Brevet JARLAND**).

La consommation en enrochements naturels est moindre que pour un ouvrage à talus de même hauteur, la consommation de béton est également moindre que pour un ouvrage de type vertical de hauteur suffisante pour éviter le déferlement.

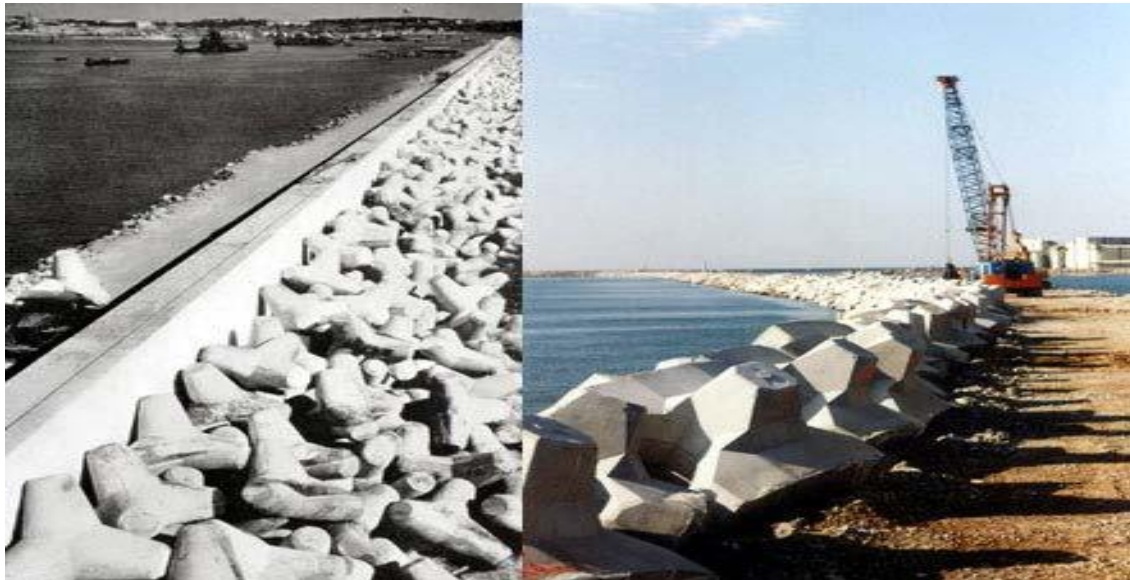


Fig. I.25. Tétrapodes et acropodes.

### **I.8.2. Les ouvrages d'accostage et d'amarrage**

Pendant leurs escales, les navires doivent pouvoir stationner en toute sécurité dans le port, à l'abri de l'agitation de la houle : ils peuvent être simplement "mouillés" sur leurs ancres ou sur des coffres d'amarrage. S'ils doivent transborder leurs cargaisons, la manutention est faite au moyen de leurs engins de bord ou par des grues flottantes. Les ouvrages d'accostage ont pour but d'offrir un appui aux navires qui stationnent dans un port pour procéder à des opérations de transbordement de marchandises ou de voyageurs, d'avitaillement, d'armement, de remisage ou de réparation à flot, ou enfin pour attendre la libération d'un poste d'opération.

Ainsi, ils peuvent remplir un triple rôle :

- 1- fournir au navire un dispositif d'appui, et éventuellement permettre son amarrage ;
- 2- assurer la liaison entre le navire et la terre (terre-pleins des quais, plate forme des

appontements ;

3- soutenir les terres à la limite du plan d'eau.

Ils sont de préférence accostés et amarrés à leur poste d'opération, ce qui permet de prendre ou de déposer les cargaisons directement à terre, sans nécessiter un transbordement par un moyen flottant. Parmi ces ouvrages on peut citer les quais, les appontements, les ducs d'albe.

### I.8.2.1. Les quais

Quai outre l'amarrage et l'accostage des navires, assurent une liaison directe entre le navire et les infrastructures terrestres du port.

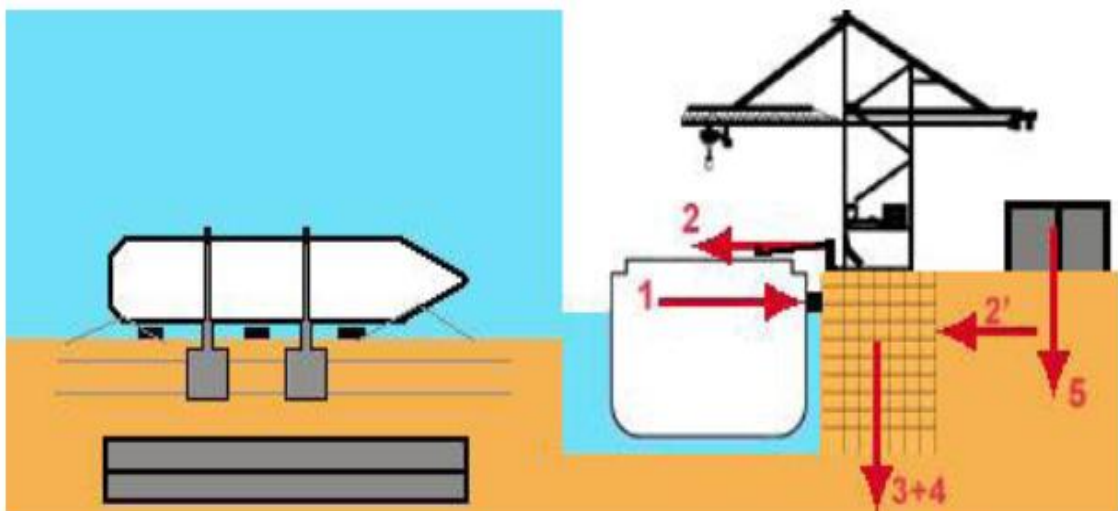


Fig. I.26.Quai.

L'ouvrage assure une liaison directe entre le navire et la terre.

Ø Il doit résister :

- aux efforts horizontaux d'accostage(1) d'amarrage(2) et à la poussée des remblais ;
- aux efforts verticaux dus aux poids propres de l'ouvrage, des engins de manutention (3+4) et des charges sur le terre-plein(5) ;

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.

#### **I.8.2.1.1. Ouvrages d'accostage sur sol de bonne portance**

Lorsque le sol de fondation offre une bonne résistance (sols rocheux, galets, sable compact), les quais sont réalisés sous forme d'ouvrages massifs capables de résister aux efforts horizontaux (vers la terre, causés par l'accostage et l'amarrage des navires) et aux efforts verticaux dus à leur poids propre.

##### **I.8.2.1.1.1. Quai en bloc de béton**

Le mur des quais peut être constitué en bloc de béton, préfabriqués, empilés les uns sur les autres. L'empilage peut s'effectuer aussi par assises imbriquées ou par piles juxtaposées, ces assises imbriquées permettent d'assurer une meilleure répartition des efforts locaux provenant d'un tassement de la fondation, d'une poussée plus forte, ou de la réaction des amarres. Mais il faut noter que les piles juxtaposées permettent une reprise assez facile de l'ouvrage en cas de désordres limités : les piles produisent un tassement préalable sous chacune d'elles et peuvent ensuite être reprise en position définitive. Cette disposition paraît être préférée pour les ouvrages de grande hauteur, d'autant plus que le tassement peut être accéléré par une charge temporaire de chaque pile au moyen de blocs, Les blocs sont le plus souvent de forme parallélépipédique. Ces ouvrages sont toujours réalisés en site nautique.

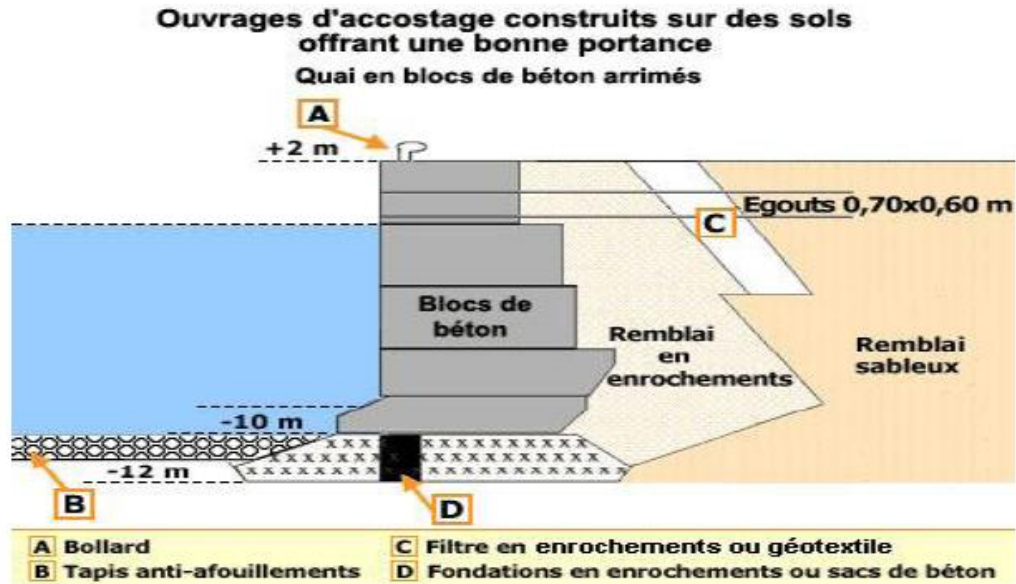


Fig. I.27. Quai en bloc de béton.

#### I.8.2.1.1.2. Quais en caissons échoués ou havés

Les caissons peuvent être préfabriqués partiellement ou totalement dans une forme de radoub ou une cale de travaux. Ils sont utilisés pour constituer des quais continus ou des ouvrages à appuis discontinus et peuvent assurer le rôle de soutien des terres dans le cas des ouvrages continus. Ils sont en béton armé, ou précontraint.

L'utilisation des caissons échoués ou havés qu'en site terrestre du fait de la réduction de la hauteur à draguer ou haver. Cette technique est compétitive que pour les quais de grandes hauteurs (environ 20 m et plus surtout en bassin marnant) et pour des quais de grandes longueurs.

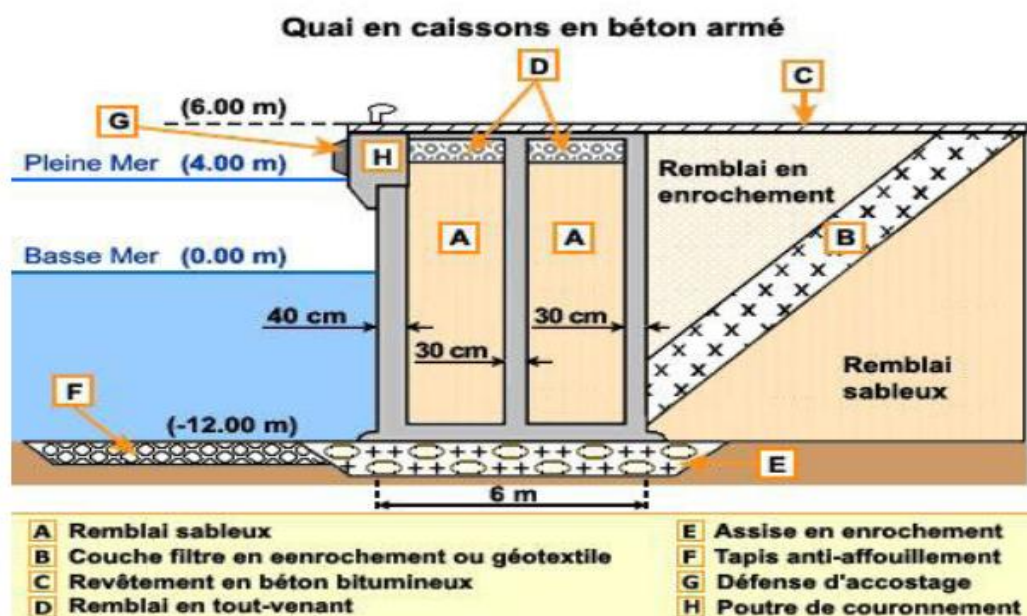


Fig. I.28. Quai en caissons en béton.

### I.8.2.1.2. Ouvrages d'accostage sur sol de faible portance

#### I.8.2.1.2.1. Quai en rideau de palplanches

Les quais constitués par un rideau de palplanches métalliques ancré sur un rideau arrière, sont utilisés lorsque le terrain naturel offre une portance insuffisante pour supporter un ouvrage massif, mais possède des caractéristiques géotechniques permettant d'offrir une butée au pied du rideau (côté bassin) capable d'équilibrer la poussée du remblai. C'est le cas des sols sableux, de marnes ou d'argiles suffisamment compactes.

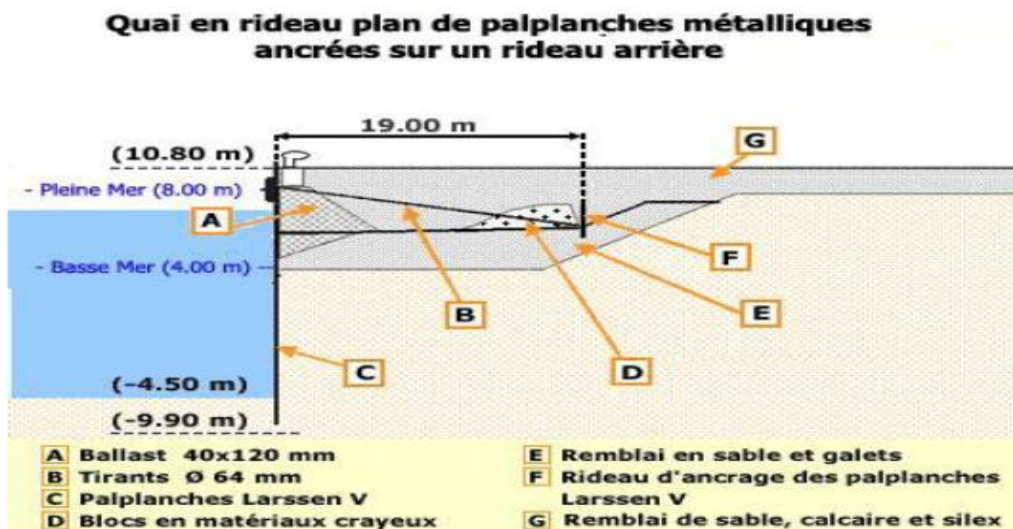


Fig. I.29. Quai en rideau de palplanches.

#### I.8.2.1.2.2. Les quais sur pieux

Les quais constitués par une plate-forme en béton armé supportée par des pieux (ou piles) en béton ou en acier, sont utilisés quand le terrain naturel est constitué d'une couche de mauvaise qualité sous laquelle existe une couche de terrain de portance suffisante à une profondeur pas trop importante. Des pieux inclinés et la butée offerte par la partie supérieure du remblai permettent de mobiliser une force horizontale suffisante pour équilibrer l'effort engendré par l'accostage et l'amarrage des navires.

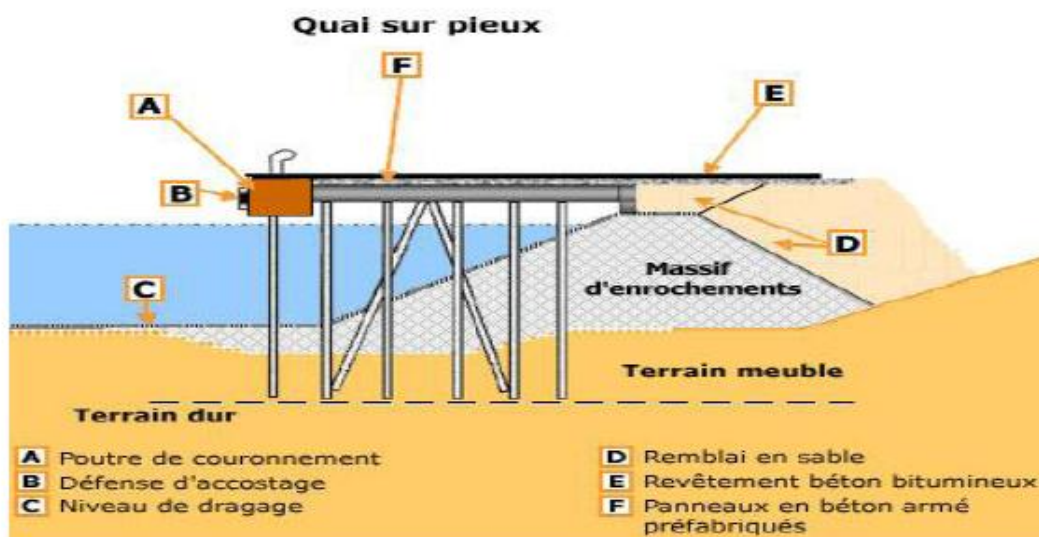


Fig. I.30. Quai sur pieux.

Le quai danois assure la transition avec celui des quais sur pieux.

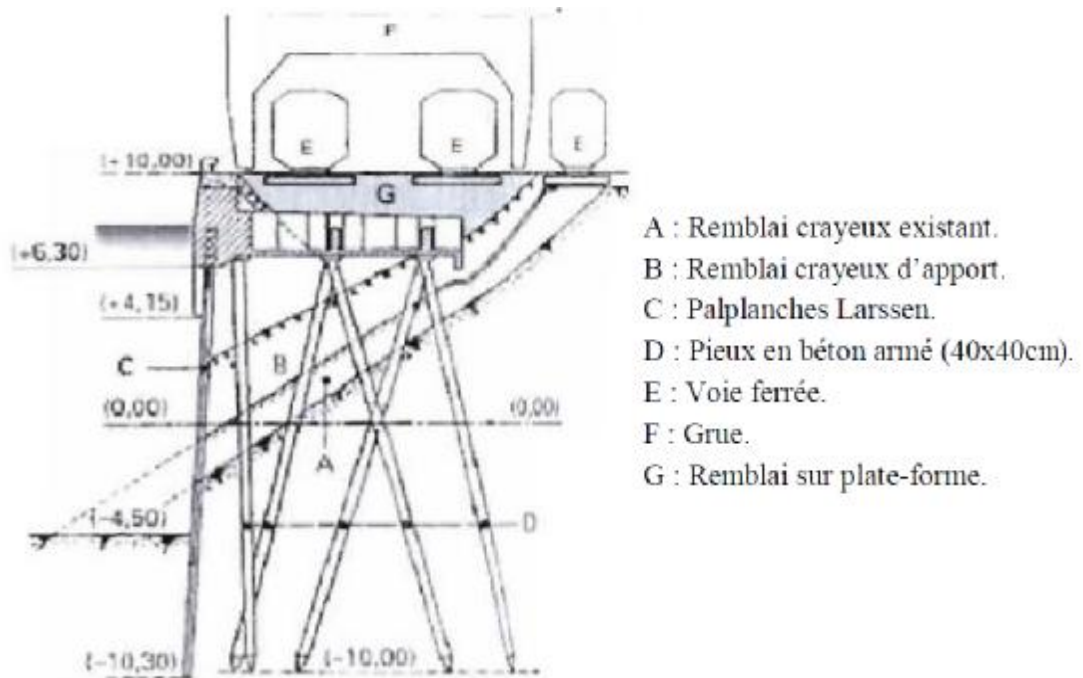


Fig. I.31. Quai danois.

### I.8.2.1.2.3. Quai mixte

Le quai "danois" est constitué d'un rideau de palplanches et d'une plate-forme en béton armé fondée sur des pieux en béton ou en acier. La résistance aux efforts d'accostage est assurée par la poussée du remblai contre le rideau et éventuellement, par la réaction horizontale de pieux inclinés. Les efforts verticaux sont équilibrés par les réactions verticales des pieux qui supportent la plate-forme et éventuellement, des tubes métalliques insérés dans le rideau de palplanches. Ces quais sont indiqués quand le sol de fondation est de qualité moyenne et qu'il existe une couche de terrain de bonne résistance à une profondeur raisonnable.

**Ex :** Quai constitué par un écran de soutènement en palplanches

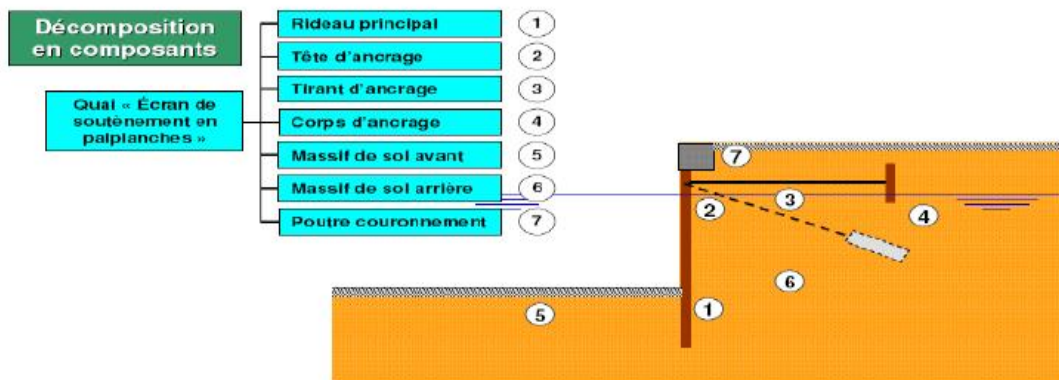


Fig. I.32. Quai mixte.

### I.8.2.2. Les appontements

Sont des ouvrages permettant l'accueil et le stationnement des navires mais n'assurant pas une liaison directe avec les parties terrestres (où se trouvent les installations de stockage des cargaisons). Ils peuvent cependant servir à l'approche ou au dépôt des marchandises.

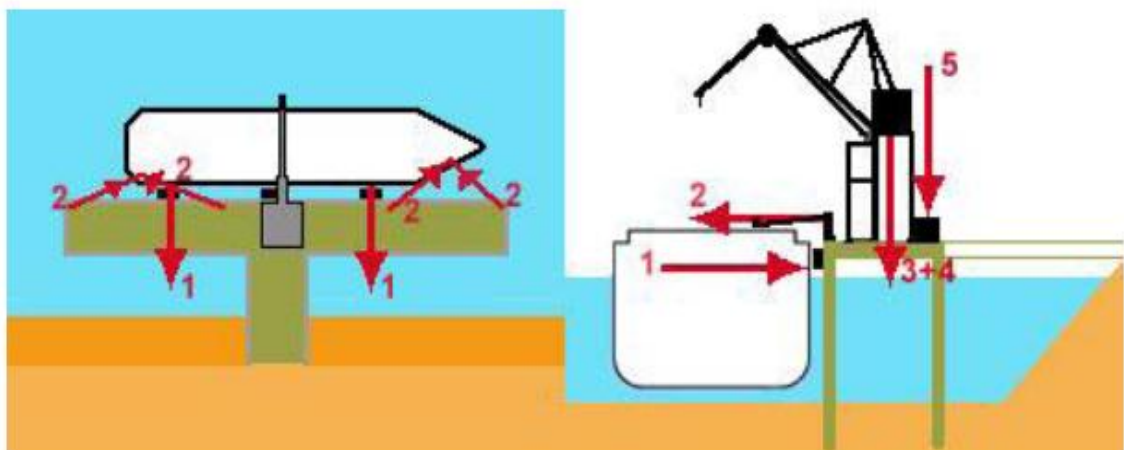


Fig. I.33. Les appontements.

L'ouvrage n'assure pas une liaison directe entre le navire et la terre. Il doit résister :

- aux efforts horizontaux d'accostage (1) d'amarrage (2) mais n'a pas à retenir des remblais ;
- aux efforts verticaux de son poids propre et de celui des engins de manutention (3+4) des éventuelles cargaisons déposées (5).

### I.8.2.3. Les ducs d'Albe

Qui sont des ouvrages ponctuels permettant l'accostage (1) et/ou l'amarrage (2) des navires.

Ils ne disposent pas de plate-forme sur laquelle peuvent être déposées les marchandises ou être installés des engins de manutention.

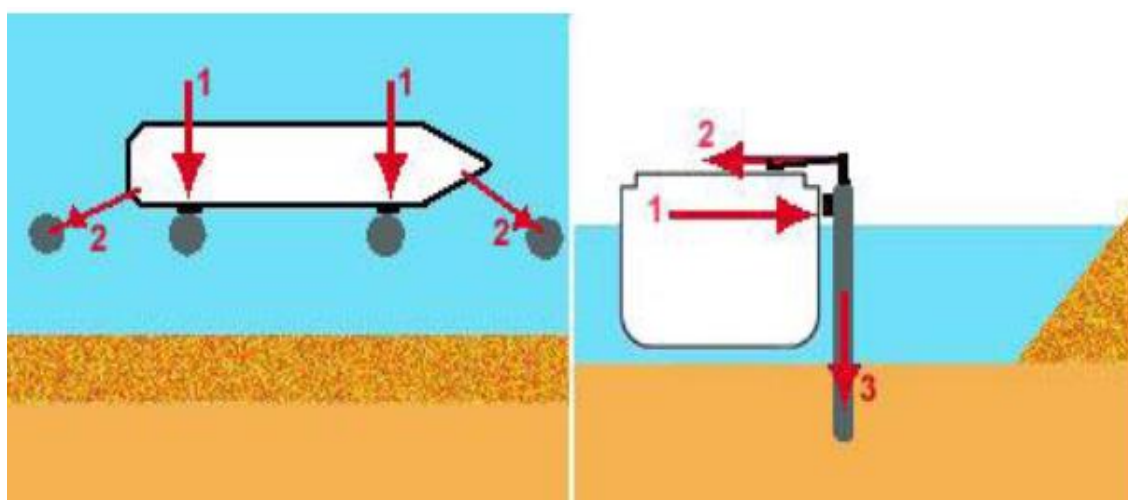


Fig. I.34. Les ducs d'Albe.

### I.8.3. Équipements pour les ouvrages d'accostage et d'amarrage

A l'accostage, le navire dérive avec une vitesse de 10 à 15 cm/sec. Compte tenu de sa masse importante, il impose à l'ouvrage un effort horizontal qui peut dépasser la centaine de tonnes. Une défense déformable permet d'absorber une partie de l'énergie d'accostage. Sous l'effet du vent et des courants éventuels, l'effort d'amarrage peut atteindre la centaine de tonnes.



Fig. I.35. Équipements pour les ouvrages d'accostage et d'amarrage.

#### **I.8.4. Les différents efforts agissants sur les ouvrages d'accostage**

Les ouvrages d'accostage ont pour but d'offrir un appui aux navires qui stationnent dans un port pour procéder à des opérations de transbordement de marchandises ou de voyageurs, d'avitaillement, d'armement, de remisage ou de réparation à flot, ou enfin pour attendre la libération d'un poste d'opération.

Ainsi, ils peuvent remplir un triple rôle ;

- Fournir au navire un dispositif d'appui, et éventuellement permettre son amarrage ;
- Assurer la liaison entre le navire et la terre (terre-pleins des quais, plate forme des appontements) ;
- Soutenir les terres à la limite du plan d'eau.

Les ouvrages d'accostage sont sollicités par divers efforts, évalués dans l'ouvrage (Jean CHAPON) comme suit ;

##### **I.8.4.1. Efforts verticaux**

###### **I.8.4.1.1. Poids propre des ouvrages**

Le poids propre des ouvrages doit être réduit de la poussée d'Archimède déterminée dans les hypothèses les plus défavorables ; d'une façon générale, la pleine mer qui donne les conditions de stabilité les plus sévères pour les ouvrages massifs: La réduction du poids diminue (le moment stabilisateur), et augmente le risque de glissement.

###### **I.8.4.1.2. Surcharges d'exploitation**

Elles sont prises en compte dans la mesure où elles aggravent les conditions de calcul ; d'où la nécessité de tenir compte des poussées horizontales qu'elles induisent, même si ces surcharges ne sont appliquées que sur le terre-plein sans être pour autant appliquées sur l'ouvrage lui-même, cette distribution apparaît souvent comme défavorable à la stabilité.

Voici quelques valeurs couramment admises pour les surcharges uniformément réparties sur la surface des ouvrages:

- 4 à 6 t/m<sup>2</sup> pour un trafic de marchandises diverses ;
- 6 à 20 t/m<sup>2</sup> pour les trafics pondéreux selon les conditions d'exploitation des installations.

Ü Les calculs doivent également tenir compte ;

- l'effet du vent sur les engins en plus de la charge manutentionnée ;
- des surcharges routières et ferroviaires (on peut admettre les valeurs applicables aux ponts métalliques et en béton armé).

#### **I.8.4.2. Efforts horizontaux**

##### **I.8.4.2.1. Les efforts d'accostages**

Un navire s'approche d'un quai avec une certaine vitesse qui lui confère une énergie cinétique.

§ L'énergie cinétique du navire

$$E_{\text{navire}} = \frac{1}{2} \times \frac{D}{g} \times V^2$$

Avec :  
E<sub>navire</sub> : L'énergie cinétique du navire ;  
V : Vitesse d'accostage du navire en m/s ;  
g : Accélération de la pesanteur (9,81 m/s<sup>2</sup>) ;  
D : Déplacement du navire.

§ Énergie absorbée par les défenses

L'énergie absorbée par les défenses ne sera qu'une fraction de l'énergie cinétique du navire, cette fraction est déterminée par le coefficient de répartition C.

$$E_d = C \times E_{\text{navire}}$$

Ed : Énergie absorbée par les défenses ;  
C : Coefficient de répartition, déterminé comme suit :

$$C = C_M \times C_E \times C_S$$

Avec :  $C_M$  : Facteur de masse, il exprime la pression secondaire qu'exerce l'eau contre la paroi quand il est freiné par les défenses :

$$C_M = \frac{D + D_1}{D}$$

Avec :  $D$  : Déplacement du navire :  $D = L.B.T.a.\varpi$

$L$  : la longueur du navire (m) ;

$B$  : la largeur du navire (m) ;

$T$  : Tirant d'eau du navire (m) ;

$a$  : Coefficient de forme est de 0,7 ;

$\varpi$  : Poids spécifique de l'eau de mer (T/m<sup>3</sup>) ;

$D_1$  : Tonnage supplémentaire :  $D_1 = \frac{\pi}{4} \cdot T^2 \cdot L \cdot \varpi$  .

-  $C_E$  : Facteur d'excentricité:

$$C_E = \frac{K^2}{A^2 + K^2}$$

Avec :  $K$  : Rayon de révolution du navire en mètre ( $K = 0.2 L$ ) ;

$A$  : Distance horizontale entre le centre de gravité et le point d'impact en mètre ( $A = \frac{1}{4}$ ).

-  $C_S$  : Coefficient de souplesse, il représente le rapport entre la rigidité du navire et celle des défenses, ce coefficient dépend de la nature élastique de la coque du navire. Le coefficient  $C_S$  varie de 0,8 (coques élastiques) à 1 (coques très rigides).

### § La vitesse d'accostage

La vitesse d'accostage représente un facteur estimé, en raison de son inexactitude. Elle est considérée comprise entre 0,05 m/s (gros pétroliers assistés de remorqueurs) et 0,8 m/s

(navire faible tonnage), établie à partir de tableau basé sur des données recueillies et des mesures effectuées.

#### § Détermination de l'effort d'accostage

L'effort «  $F$  » induit par les défenses dans l'ouvrage, s'exprime en fonction de l'énergie absorbée par les défenses et le déplacement en mètre autorisé par les défenses, à l'aide de l'expression suivante :

$$F = 2 E_d / d$$

Avec :  $d$  : Le déplacement en mètre autorisé par les défenses ;

$F$  : L'effort d'accostage.

#### **I.8.4.2.2. Les efforts d'amarrages**

L'amarrage des navires est nécessaire pour éviter que pendant leurs opérations (commerciales et autres), ils se déplacent sous l'effet du vent et des courants, et heurter des ouvrages ou des navires.

-Les amarres sont des chaînes ou des câbles, fixées d'une part au navire, d'autre part elles sont fixées à des ouvrages d'accostage ou à des coffres flottants ;

-Les amarres sont frappées sur des bollards qui sont des bornes ou organeaux fixés sur le quai, auxquels elles imposent des forces.

La composante transversale de l'effort dû au vent est déterminée par la formule suivante :

$$R_x = 7.36. 10^{-5}.A_x.V_x^2.\xi$$

Avec :

$A$  : Surface du navire face au vent ;

$D$  : Vitesse du vent (m/s) ;

$\xi$  : Coefficient déterminé en fonction de la longueur du navire.

Tableau .I.1. Les valeurs de  $\xi$  en fonction de la longueur du navire.

<b>L<sub>max</sub></b>	<b>≤ 25</b>	<b>50</b>	<b>100</b>	<b>&gt;200</b>
<b>ξ</b>	<b>1.0</b>	<b>0.8</b>	<b>0.65</b>	<b>0.50</b>

La force de traction agissant sur le bollard est déterminée selon la relation suivante :

$$N_x = \frac{Rx}{n}$$

Avec :  $n$  : Nombre de bollards sollicités ; ce nombre dépend de la longueur du navire.

Tableau .I.2. Les valeurs de  $n$  en fonction de la longueur du navire.

<b>L<sub>max</sub></b>	<b>150</b>	<b>250</b>	<b>≥300</b>
<b><math>n</math></b>	<b>4</b>	<b>6</b>	<b>8</b>

### § Détermination de l'effort d'amarrage

L'effort d'amarrage est attribué par une force exercée sur le bollard, cette force concentrée peut être répartie sur l'ouvrage par le biais d'une poutre longitudinale appelée poutre de couronnement sur laquelle sont fixés les organes d'amarrage, elle à l'expression suivante :

$$F_a = \frac{\text{Efforts d'amarrage}}{\text{ml de quai}}$$

Les règlements du B.S.I (**British Standard Institution**) recommandent :

- ü 50 t par bollard pour unités moyennes ;
- ü 100 t par bollard pour grandes unités.

#### **I.8.4.2.3. Les efforts dus au vent sur les engins de lavage et les superstructures**

Certains ouvrages d'accostages supportent directement les engins de lavage ou des bâtiments.

Les efforts du vent sur ces superstructures peuvent être calculés par la formule suivante :

$$F_v = \frac{1}{16} \sum W^2$$

Où  $\sum W$  représente la surface de voilure des obstacles opposés aux vents dont la direction et l'intensité dépendent des conditions locales.

#### **I.8.4.2.4. Les forces dues à la houle**

Cette force est négligée, car les quais sont des ouvrages intérieurs et donc ne sont pas exposés aux effets de la houle.

#### **I.8.4.2.5. Poussée des terres**

Les terres (ou remblais) retenues par l'ouvrage d'accostage sont caractérisées par les grandeurs suivantes ;

- $\phi$  : Angle de frottement interne (en place) ;
- $c$  : Cohésion ;
- $\gamma$  : Poids volumique du sol au-dessus du niveau de la nappe (souvent voisin de 18 KN/m<sup>3</sup>) ;
- $\gamma'$  : Poids volumique du sol déjaugé (souvent voisin de 11 KN/m<sup>3</sup>).

La poussée des terres peut être calculée par les formules classiques de la mécanique des sols (formules de **Coulomb**, **Rankine**, **Terzaghi**, **Caquot** et **Kérisel**,... etc.) ou par les formules déduites des méthodes pressiométrique. Les études sont généralement fondées sur la théorie de **Caquot-Kérisel**.

#### **I.8.4.2.6. Butée de sol**

Le calcul est généralement fait par la théorie de Caquot-Kérisel pour déterminer la valeur maximale de la butée que peut offrir un sol de caractéristiques données.

#### **I.8.4.2.7. Surpression hydrostatique**

Lorsque le niveau du plan d'eau est inférieur à celui de la nappe, des efforts agissent sur l'ouvrage d'accostage dans le même sens que la poussée des terres.

Pour réduire les effets de ces surpressions, on peut disposer un filtre en cailloux destiné à évacuer l'eau vers le bassin à basse mer.

#### **I.8.4.2.8. Poussée hydrodynamique**

Pour les ouvrages immergés, la face avant du parement est soumise en plus des autres effets, à des effets hydrodynamiques pendant le séisme ; évalués à partir de la théorie de WESTERGAARD :

$$P_{wd} = \frac{7}{12} \square a_h H^2$$

Avec : P : La poussée hydrodynamique ;

$a_h$  : Accélération séismique horizontale ;

H : Profondeur de l'eau totale.

Pour le mur de quai, « MATSU » et « OHARA » suggèrent que la pression pendant le séisme à l'amont sera augmentée de 70%.

$$P_{wd} = 1,7 \times \frac{7}{12} \times \varpi \times a_h \times H^2$$

#### **I.8.4.2.9. Efforts sismiques**

Les ouvrages construits dans des zones soumises à des séismes fréquents, doivent être conçus pour résister aux effets de ces derniers, ce qui consiste à vérifier la stabilité des ouvrages soumis à une accélération (horizontale et verticale) dont les composantes sont

d'intensité respectivement  $a_h \cdot g$  et  $a_v \cdot g$  ; la valeur de  $a_h$  et  $a_v$  étant comprise suivant le secteur considéré entre 0 et 0.3.

On général l'accélération verticale  $a_v \cdot g$  est négligée car elle est très inférieure à  $g$  ; dans le cas contraire où elle peut jouer un rôle, on admet  $a_v \cdot g = 2/3 a_h \cdot g$ .

L'effort induit par le séisme est définie par la formule :

$$FS = a_h \cdot P$$

$P$  : étant le poids de la partie de l'ouvrage considéré.

### **I.8.5. Désordres sur les matériaux dus au milieu environnant pour les ouvrages portuaires**

Celles situées en bord de mer souffrent de l'agression due aux chlorures. L'intensité de la corrosion est liée à l'agressivité du milieu (zone de marnage, d'éclaboussures, d'embruns).

Des défauts d'enrobage ou de qualité du béton sont alors immédiatement mis en évidence.



Fig. I.36. Quai en zone de marnage.



Fig. I.37. Pile en zone de marnage.

L'altération des matériaux provient essentiellement de la présence des sels dissous dans l'eau de mer et le cas échéant dans les matériaux du sol et des remblais ; l'acidité, sensible dans les zones portuaires industrielles, contribue également à l'altération (**COMBRIAU .O . 2002**).

#### **I.8.5.1. L'altération des bétons**

Le béton est sensible aux agents chimiques contenus dans l'eau de mer : sulfates, chlorures, gaz carbonique. Ces désordres sont les fissurations (faïençage) soulignées par des traces blanchâtres provoquées par le gonflement des produits de réaction de la pâte de ciment sous l'action des sulfates et des chlorures.

#### **I.8.5.2. Corrosion des armatures du béton**

Indépendamment de l'aspect physico-chimique, deux facteurs favorisent la corrosion : la qualité du béton, et l'épaisseur de recouvrement des armatures en place. vis à vis de la corrosion.

#### **I.8.5.3. Corrosion organique et hydrocarbures**

La corrosion organique se manifeste au niveau des boues et des vases qui se déposent en fond de bassins et conduit à une attaque acide des bétons, avec consommation de la chaux libre.

#### **I.8.5.4. L'érosion**

Les causes potentielles d'érosion sont variées et proviennent de l'écoulement rapide des eaux ou des courants tourbillonnaires dans certaines parties de l'ouvrage le plus souvent associés au contact avec des corps en suspension dans l'eau ou flottants, et du choc des navires.

L'érosion se poursuit par l'apparition d'éclats de béton, puis l'élimination de la pâte du ciment, et la mise à nu des granulats par départ des matériaux fins ; la fissuration apparaît ensuite en liaison avec la présence des armatures, dont l'enrobage se trouve alors réduit.

## **I.9. Conclusion**

Dans ce chapitre, consacré aux généralités sur les ouvrages portuaires, on a montré les différents types d'ouvrages portuaires et les éléments qui les constituent, on a montré aussi le rôle que joue un port dans l'économie d'un pays. Pour le cas des ouvrages portuaires algériens, dont on a présenté quelques exemples, il est à signaler que l'infrastructure portuaire algérienne reste très en dessous des normes mondiales. Et malgré les efforts consentis par l'état algérien dans la rénovation, le réaménagement et la construction de ports, il reste énormément de choses à faire pour rehausser l'infrastructure portuaire nationale au niveau des ports méditerranéens et mondiaux.

Les ouvrages en site maritime sont spécifiques pour plusieurs raisons. Leur spécificité est d'abord liée à la variété des types de structure. Ensuite, la réalisation de ces ouvrages est soumise à des contraintes de mise en œuvre particulières. Enfin, ces ouvrages sont exposés à un environnement qui cumule souvent les facteurs favorisant la détérioration du béton et de l'acier qu'il peut contenir, toutefois les séismes peuvent engendrer de sérieux problèmes à ces structures.

# ***Chapitre II***

## ***Présentation de l'essai pressiométrique***

**Chapitre II**  
**Présentation de l'essai pressiométrique**

**II.1. Introduction**

Toute reconnaissance géotechnique d'un site nécessite la réalisation d'essais. Ces essais peuvent être soit des essais de laboratoire ou des essais in situ. Ces derniers ont connu un développement très important, du à leur aspect pratique.

L'avantage de ces essais (essais in situ) est qu'ils permettent une reconnaissance sur un grand volume de terrain, dans des conditions économiques, contrairement aux essais de laboratoire, où des échantillons prélevés sont soumis aux essais, ce qui induit à une non représentativité des résultats. À ce problème s'ajoute le problème du remaniement de l'échantillon et celui de coût (prélèvement difficile, transport des sols), mais il est impossible de dissocier les essais in situ et ceux en laboratoire, car chaque essai a ses avantages, ses inconvénients et un domaine d'utilisation, ces deux types d'essais se complètent.

L'essai pressiométrique est l'un des essais in situ le plus répandu, c'est un essai rapide, utilisé dans tout les types de sol et les résultats fournis sont exploitables dans le calcul des ouvrages.

L'objet de ce chapitre est d'exposer l'évolution du pressiomètre, son but, son mode opératoire et les types qui existent.

**II.2. Le pressiomètre**

Le pressiomètre est un appareil de mesure in situ des propriétés mécaniques des sols, constitué essentiellement d'une sonde cylindrique, dilatable introduite dans un trou de sondage (selon divers procédés). La sonde suit les déformations radiales du trou en fonction de la pression exercée sur les parois.

### II.3. Types de pressiomètre

Plusieurs générations d'appareilles ont été fabriquées en gardant le principe de base.

Ces appareils différents selon la géométrie, le nombre de cellules et le mode de la mise en place.

Reposant sur le mode de la mise en place, on distingue trois (03) types de pressiomètres :

- Pressiomètre avec forage préalable PFP ;
- Pressiomètre auto-foreurs (PAF) ;
- Pressiomètre foncés (PMF).

#### II.3.1. Pressiomètre avec forage préalable (PFP)

La sonde pressiométrique est introduite dans une cavité légèrement surdimensionnée, ces appareils sont utilisables dans tous les types de sols et les roches tendres.

Le pressiomètre MENARD est de ce type, il comprend :

- a) La sonde : Elle est introduite dans un forage réalisé soit à la main (préforage) ou par la sonde elle-même (dans le cas des pressiomètres Autoforeurs), elle comporte trois (03) cellules cylindriques dilatables radialement, une (01) cellule centrale dite de mesure, et deux (02) cellules d'extrémité dites de garde.
- b) Le C.P.V. : c'est l'appareil qui est placé à la surface du sol, il permet de solliciter la sonde et de faire les mesures correspondantes.
- c) Les tubulures de connexion : sont des conduits de plastiques ou d'acier qui transmettent les fluides (eau ou gaz) du C.P.V. à la sonde.

L'essai consiste à dilater la sonde par paliers de pression d'incrémentes égaux, maintenus chacun pendant une (01) minute, cette durée peut changer selon la nature du sol, elle est de deux (02) minutes dans les terrains faibles (vases) [Cassan].

A chaque palier de pression correspond une déformation volumétrique du sol (lu au C.P.V.). Ces mesures (lectures) pressions et déformations volumétriques sont portées sur un repère en traçant une courbe dite courbe pressiométrique.

L'essai pressiométrique est le seul essai en place permettant de donner une loi de comportement en contraintes – déformations. Les paramètres déduits à cet effet sont les suivants :

- 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.

Les résultats obtenus sont représentés par la courbe  $\Delta V = f(P)$ , Figure. II.2, elle est composée de trois (03) phases :

### Ø Phase de recompactage

Il s'agit de la mise en contact de la paroi de la sonde avec le sol, elle est limitée par la pression horizontale totale des terres au repos ( $P_0$ ).

Si l'essai est réalisé à une profondeur  $H$  par rapport au niveau du terrain naturel, et si le niveau de la nappe phréatique est à la cote  $H_w$  par rapport au niveau où est réalisé l'essai,  $P_0$  peut être calculée par la relation suivante :

$$P_0 = K_0 \cdot [\gamma_d \cdot H_w + \gamma' \cdot (H - H_w)] + \gamma_w \cdot (H - H_w).$$

$K_0$  : Coefficient de poussées des terres au repos (0,50) ;

$\gamma_d$  : poids volumique du sol sec ;

$\gamma$  : poids volumique apparent immergé du sol ;

$\gamma_w$  : poids volumique de l'eau (1 t/m<sup>3</sup>).

### Ø Phase pseudo élastique

Elle est délimitée par la pression horizontale totale des terres au repos et la pression de fluage  $P_f$  qui caractérise l'apparition de déformations plastiques importantes au voisinage de la sonde (limite supérieure de la phase pseudo élastique). Cette phase est caractérisée par un module pressiométrique ( $E_m$ ) défini par l'expression suivante :

$$E_M = 2(1+n)(V_0 + V_m) \frac{dP}{dV}$$

Avec :

$n$  : Coefficient de Poisson ;

$V_0$  : Volume initial de la sonde au repos ;

$V_m$  : Variation de volume correspondant à la valeur moyenne de la pression appliquée dans la phase pseudo-élastique ;

$dP/dV$  : L'inverse de la pente de la partie linéaire de la courbe.

### Ø Phase de grandes déformations

Elle est délimitée par la pression de fluage  $P_f$  et l'asymptote verticale caractérisant la rupture du sol appelée pression limite  $P_L$  par convention, cette pression est enregistrée lorsque le volume de la sonde est égal au double de son volume initial.

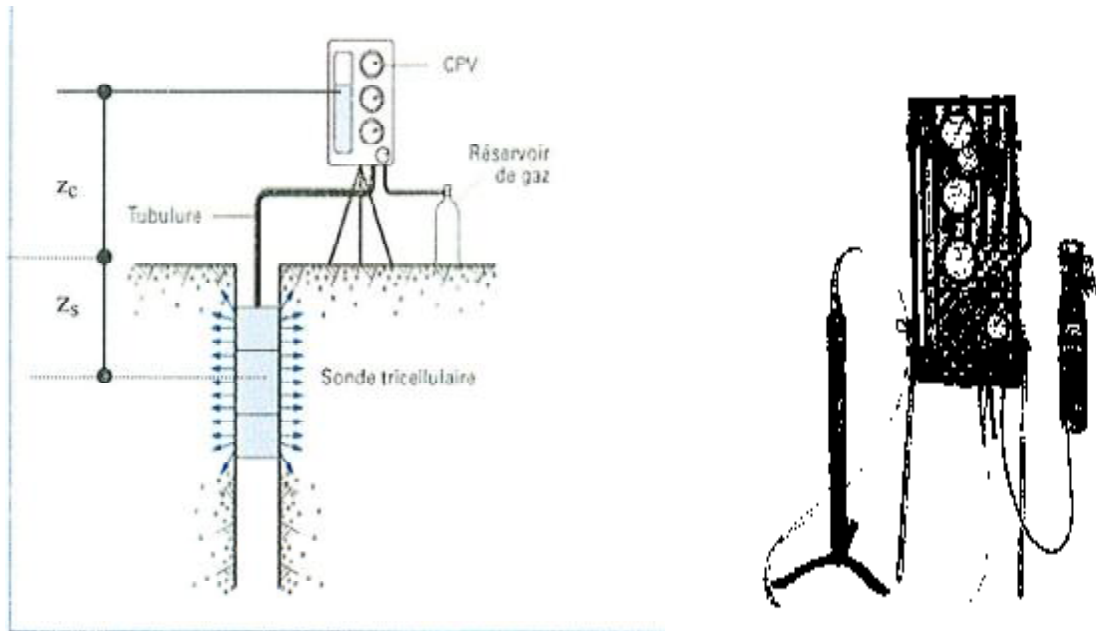


Fig. II.1. L'essai pressiométrique Ménard.

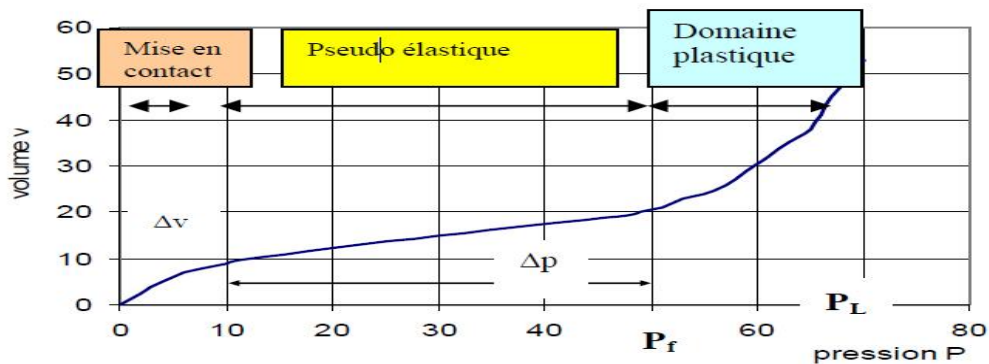


Fig. II.2. Courbe de pressiomètre.

### II.3.2. Pressiomètres auto foreurs (PAF)

Pour éviter le remaniement du sol dans le cas du préforage, le LCPC et l'université de Cambridge ont conçu un autre type de pressiomètre, le PAF et le CSPB respectivement. Ces pressiomètres ont l'avantage de réaliser eux même le forage (trou) avec le minimum de remaniement.

La sonde est munie d'un outil situé à la base qui fore le trou et broie les éléments qui sont ensuite évacués vers la surface.

L'essai pressiométrique au PAF est mené jusqu'à une déformation de 20% ; les résultats de cet essai ainsi que le schéma du PAF sont donnés dans les figures. II.3, II.4.

### II.3.3. Paramètres déduits de la courbe pressiométrique

A titre de remarque, les paramètres tirés d'un essai au PAF sont plus nombreux que ceux tirés d'un essai au PFP.

#### a. Les pressions

Dans le cas du PFP, la pression caractéristique est  $P_f$  pression de fluage.

Dans le cas du PAF, on a :

$P_2$  : Pression qui correspond à  $DV/V = 2\%$  ;

$P_5$  : Pression qui correspond à  $DV/V = 5\%$  ;

$P_{10}$  : Pression qui correspond à  $DV/V = 10\%$ .

#### b. Module pressiométrique

Les modules utilisables sont :

$G_0$  : module tangent à la courbe pressiométrique ;

$G_{p2}$  et  $G_{p5}$  : modules de cisaillement sécants correspondant à 2% et 5% de déformation volumique.

$$G_{p2} = 100 (P_2 - P_0) / 2$$

$$G_{p5} = 100 (P_5 - P_0) / 5$$

Le module d'Young est donné par :

$$E = 2(1 + \nu) / G$$

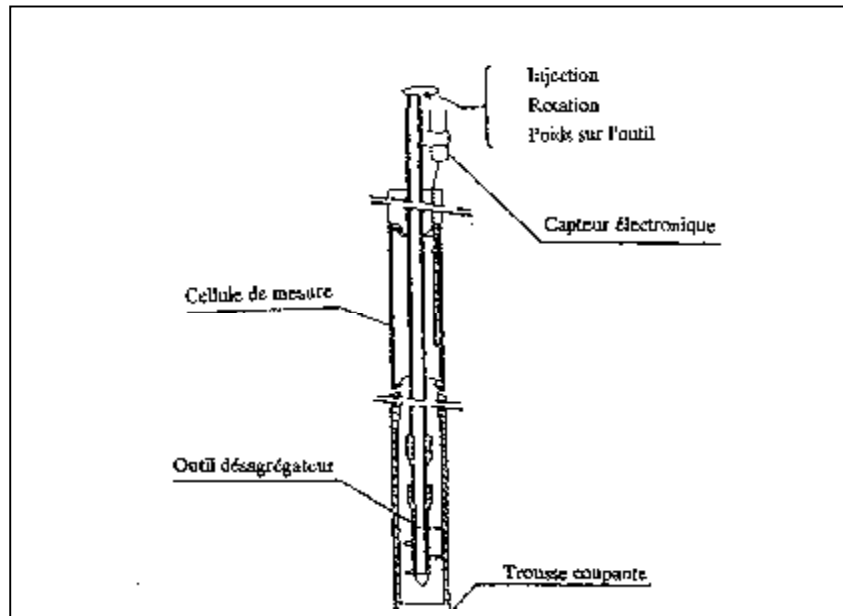


Fig. II.3. Schéma de principe d'un pressiomètre Autoforeur.

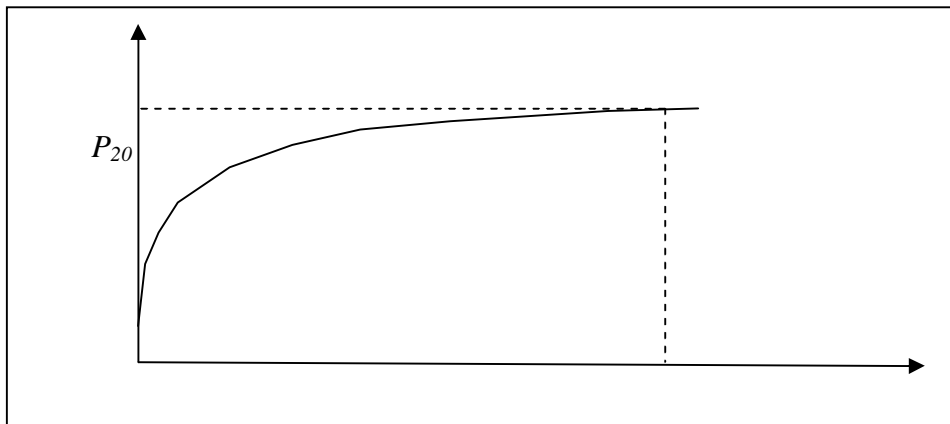


Fig. II.4. Courbe pressiométrique obtenue avec le pressiomètre Autoforeur (PAF).

### c. Coefficient d'identification des sols

Le coefficient  $b$  caractérise l'allure de la courbe pressiométrique, il est défini par l'expression suivante [Baguelin et al, 1978] :

$$b = \frac{P_{20} - P_5}{P_{20} - P_0}$$

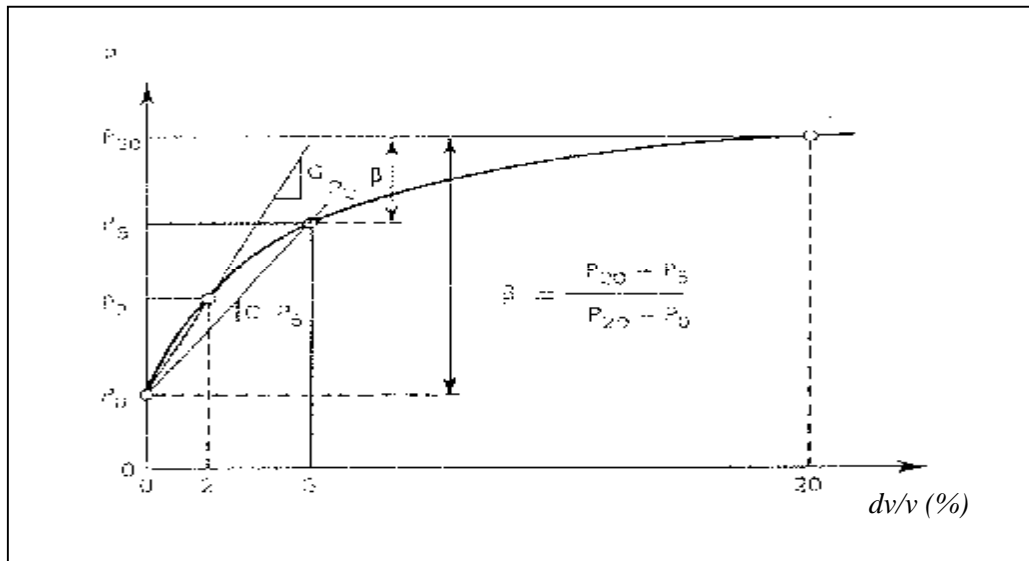


Fig. II.5. Paramètres déduits d'un essai pressiométrique autoforeur.

#### II.4. Classification des sols à partir des essais pressiométrique

Menard a attiré depuis longtemps l'attention sur le fait que les valeurs du rapport  $E_m / (P_L - P_0)$  sont en liaison avec l'histoire du sol en particulier avec sa raideur.

Ce rapport représente donc un paramètre important sur lequel Menard s'est basé pour proposer une classification des sols. Dans les argiles purement cohérentes, on a la classification suivante:

Tableau. II.1. Classification des sols d'après Ménard (Cassan, tome1, p.265).

Rapport $(\frac{Em}{P-P_0})$	Nature du sol
$(\frac{Em}{P-P_0}) < 5$	Argile remaniée et triturée
$5 < (\frac{Em}{P-P_0}) < 8$	Argiles sous consolidée ou légèrement remaniée
$8 < (\frac{Em}{P-P_0}) < 12$	Argile normalement consolidée
$12 < (\frac{Em}{P-P_0}) < 15$	Argile légèrement consolidée
$(\frac{Em}{P-P_0}) > 15$	Argile fortement sur consolidée

Tableau. II.2. Classification des sols d'après Ménard (Cassan, tome1, p.265).

Nature du sol	$E_m$ (MPa)	$P_L$ (MPa)
Vases et tourbes	0.2 - 1.5	0.02 - 0.15
Argiles molles	0.5 - 3.0	0.05 - 0.30
Argiles plastiques	3 - 8	0.3 - 0.8
Argiles raides	8.0 - 40	0.6 - 2
Marnes	5 - 1000	0.6 - 6
Sables vaseux	0.5 - 2	0.1 - 0.5
Limon	2 - 10	0.2 - 1.5
Sable et gravier	8 - 100	1.2 - 5
Sables sédimentaires	7.5 - 40	1 - 5
Roches calcaires	80 - 20000	3 à (+) de 10
Remblais récents	0.5 - 1.0	0.05 - 0.3
Remblais anciens	4 - 15	0.4 - 1
Remblais graveleux récents bien compacts	10 - 15	1- 2.5

### II.5. Corrélation entre $E_m$ et $E_{oed}$

L'essai pressiométrique est un essai rapide non drainé et ne traduit pas directement le phénomène de consolidation de sol. Les applications de l'essai pressiométrique aux prévisions de déformation à long terme conduisent à se rattacher empiriquement à la théorie de la consolidation.

A cet effet, L. Ménard a défini, un coefficient rhéologique ( $\alpha$ ) appelé coefficient de structure du sol. Ce coefficient fournit la corrélation entre le module pressiométrique et le module oedométrique.

$$E_m = \alpha E_{oed}$$

Les valeurs numériques du coefficient  $\alpha$  dépendent de la nature et de l'état du sol. Elles sont données dans le tableau.II.3.

Tableau. II.3. Valeurs du coefficient rhéologique ( $\alpha$ ) du sol suivant L. Ménard  
(DTR- BC 2.331 § G. Philipponnat 2002, p.192).

Type	Tour be $\alpha$	Argile $\frac{Em}{P}$ $\alpha$	Limon $\frac{Em}{P}$ $\alpha$	Sable $\frac{Em}{P}$ $\alpha$	Sable et gravier $\frac{Em}{P}$ $\alpha$	Roche type $\alpha$
Sur consolidé très serré	---	>16 1	>14 2/3	>12 1/2	>10 1/3	Très peu fracturé 2/3 normal 1/2
Normalement consolidé ou normalement serré	1	9-16 2/3	8-14 1/2	7-12 1/3	6-10 1/4	Très fracturé 1/3
Sous consolidé, altéré et remanié ou lâche	---	7-9 1/2	5-8 1/2	5-7 1/3	---	Très altéré 2/3

## II.6. Calcul de la capacité portante à partir de l'essai pressiométrique

L'essai pressiométrique est utilisé dans le calcul des fondations ou des relations entre pression limite et capacité portante sont établies.

La formule qui lie la force portante à la rupture  $q_1$  sous la pointe à  $P_1$  s'écrit :

$$q_1 - q_0 = K \cdot (P_1 - P_0)$$

$K$  : le facteur de portance ;

$q_0$  : La pression verticale au repos du terrain au niveau de la base de la fondation après construction ;

$p_0$  : La pression horizontale du terrain au repos.

Pour le calcul du terme de pointe des pieux, on néglige habituellement  $q_0$ . On considère comme pression limite nette  $(P_1 - P_0) = (P_1)$ .

La contrainte de rupture est donnée par l'expression :

$$q_u = K_p \times P_{le}^*$$

## **II.7. Conclusion**

L'essai pressiométrique est devenu l'essai le plus répandu, puisque il permet de donner une relation contrainte déformation qui représente le comportement du sol, et permet aussi d'éviter certaines difficultés telles que le prélèvement des échantillons, le remaniement, qu'on rencontre avec les essais de laboratoire.

Dans le chapitre suivant, on présentera l'outil numérique utilisé pour simuler l'essai pressiométrique afin d'identifier les paramètres de notre sol.

***Chapitre III***  
***Présentation de l'Outil Numérique***

**Chapitre III**  
**Présentation de l'Outil Numérique**

**III.1. Introduction**

Depuis une vingtaine d'années , encouragées par l'augmentation exponentielle de la puissance de calcul des ordinateurs et une diminution identique des couts d'accès et de mise en œuvre, les méthodes numériques ont connu un développement très important dans les bureaux d'études et les centres de recherche en géotechnique .Leur utilisation est aujourd'hui très courante et la conception de grands projets passe forcément par des analyses de ce type afin de vérifier la stabilité des ouvrages en interaction avec leur environnement , de contrôler que les valeurs des déplacements et des contraintes soient admissibles et d'aider au dimensionnement des structure (**D.Touitou, 2002**).

Les méthodes numériques sont des outils utilisés pour le calcul de la stabilité des ouvrages.

Spécifiquement, elles sont utilisées pour résoudre les équations différentielles dérivées de processus physiques, comme le transfert de chaleur, la relation contraintes-déformations et les écoulements des fluides. Parmi ces méthodes la méthode des éléments finis et la méthode des différences finies. Chaque méthode a sa particularité et son domaine d'application en fonction des problèmes à résoudre (**Lisa M.Burke, 2003**).

De nos jours, beaucoup de codes de calculs sont basés sur la méthode des éléments finis.

Cette méthode a été développée autour des années soixante, établie à partir de la mécanique des milieux continus. Le principe de base de la méthode des éléments finis est la discrétisation du problème à modéliser en un nombre fini d'élément ; les équations d'équilibre ou de mouvement sont alors résolues pour chaque élément et ensuite combinées pour produire une solution globale du problème. La méthode des éléments finis est assez simple et beaucoup d'exemples de son utilisation ont été mis en disponibilité au cours des quarante dernières années, (**J.L.Batoz, G.Dhatt, 1990**).

La méthode des différences finies, a été utilisée vers la fin des années soixante-dix. Le logiciel utilisé adopte la méthode des différences finies.

### **III.2. Présentation de la méthode des différences finis**

La méthode des différences finis traite le milieu comme un massif continu, et le présente par une grille d'éléments rectangulaire, où chaque maille (élément) est dotée des propriétés mécaniques du milieu continu équivalent. Des lois de comportement et d'interaction associés à des relations de continuité et de compatibilité inter élément permettent de décrire le comportement mécanique de ces volumes élémentaires de matériau, qui contribuent à la réponse globale du massif.

Cette méthode permet de résoudre des systèmes d'équations différentielles avec conditions initiales et/ou au limites. Toute dérivée dans le système d'équation est remplacée par une expression algébrique en termes de variations intervenant dans le système d'équation (contraintes-déformations), en des lieux discrets dans l'espace.

L'avantage de cette méthode est qu'elle permet de simplifier considérablement la description géométrique du milieu, ce qui facilite la mise en œuvre informatique du modèle (petit nombre de nœuds, automatisation du maillage, convergence rapide). La difficulté réside dans la détermination des caractéristiques équivalentes et la taille des échantillons à prendre en compte pour le modèle numérique soit représentative du massif réel.

### **III.3. Présentation du logiciel FLAC**

FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) est un logiciel créé par [Peter Cundall en 1986] et développé par la suite par ITASCA Consulting group.

FLAC est un logiciel de modélisation, développé pour les calculs de simulation en géotechnique et mécanique. Contrairement à la plupart des codes basés sur la méthode des éléments finis, il utilise une formulation explicite en différences finies, nécessitant une faible puissance de calcul, peu de ressources mémoire, mais un grand nombre d'itérations. Car il ne

nécessite pas le stockage d'une matrice de rigidité globale : de grandes tailles, les équations sont reformulées à chaque pas.

Le code de calcul Flac s'applique dans des domaines différents tel que :

- Thermiques ;
- Dynamique ;
- Statique : éléments de structure, tel que la poutre, les câbles, les poteaux et piliers.

### III.3.1. Ecriture d'un fichier FLAC

Quelque soit le problème traité, l'écriture d'un fichier exécutable sous FLAC suit les étapes suivantes :

1. Définition de ou des configurations retenues (mode de calcul) ;
2. Géométrie du problème ;
3. Choix de model de comportement et de ses paramètres ;
4. Détermination des différentes conditions initiales et limites ;
5. Spécifier les fonctions ou les variables définies par l'utilisateur ;
6. Résolution du problème.

L'organigramme donné par la figure (III.1), montre le procédé général de résolution d'un problème géotechnique dans FLAC<sup>2D</sup>.

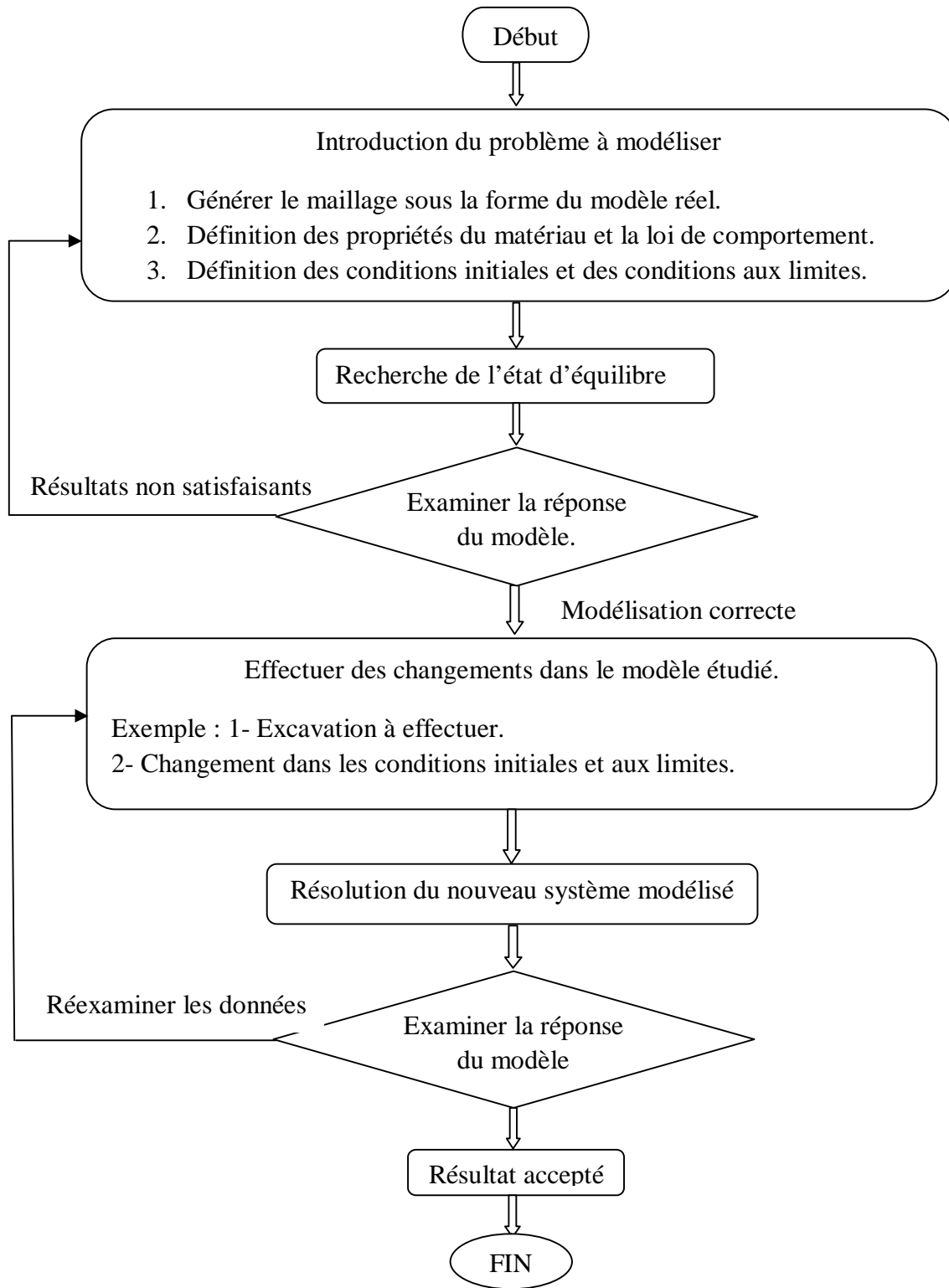


Fig.III.1. Procédé général de résolution des problèmes en géotechnique selon FLAC<sup>2D</sup>.

### III.3.2. Principe de calcul

La méthode de résolution adoptée par Flac consiste en une application non traditionnelle de la méthode des différences finies. L'objectif de cette méthode est de traiter un problème statique par l'intermédiaire de la dynamique. Dans la réalité, une partie de l'énergie de déformation accumulée par le système est convertie en énergie cinétique qui va se propager et se dissiper dans le matériau environnant. Le schéma de résolution intègre ce phénomène en prenant en compte les équations dynamiques du mouvement. Le déséquilibre induit en une zone va se propager dans l'ensemble du massif. De plus, le mode incrémental de résolution du système assure la stabilité du schéma numérique puisque même si le système est instable à certains instants, les chemins de contrainte et de déformations sont respectés à chaque pas.

La Figure(III.2) précise la séquence de calcul utilisée pour un pas de temps  $\Delta t$ .

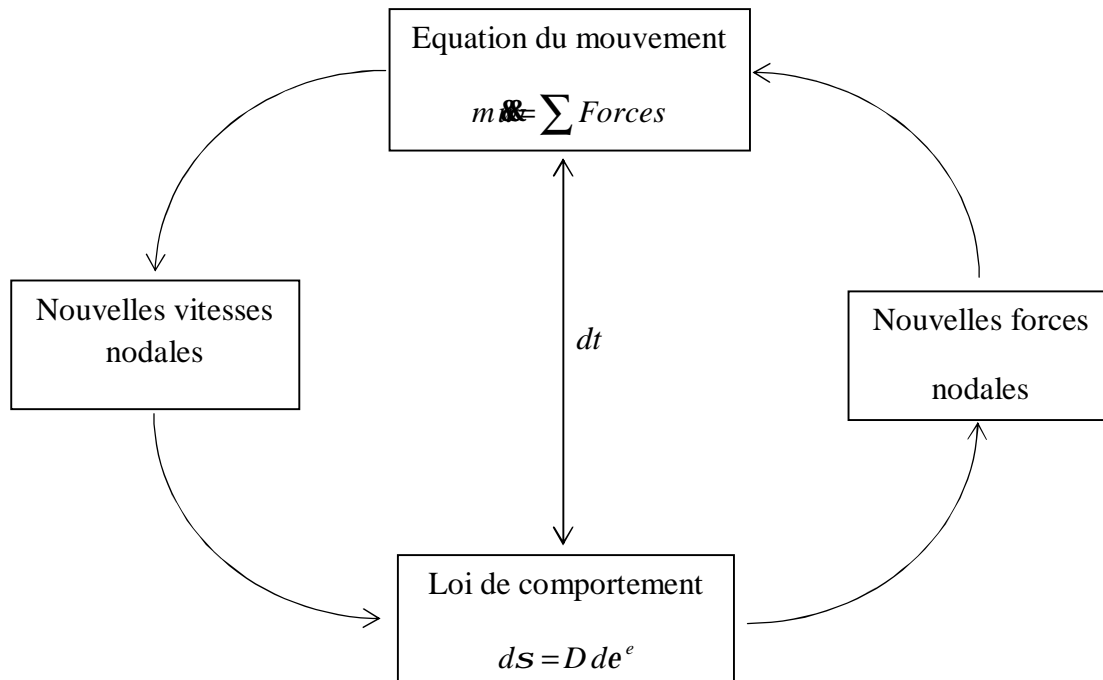


Fig.III.2. Séquence de calcul générale, d'après Billaux et Cundall (1993).

### III.3.3. Modèles de comportement pour les sols

La loi de comportement d'un matériau est la relation fonctionnelle qui permet d'exprimer les efforts intérieurs en fonction des grandeurs cinématiques qui décrivent la déformation du milieu. La forme générale de la relation fonctionnelle est donnée comme suit :

$$s_{ij} = F e_{ij}$$

$s_{ij}$  : Tenseur des contraintes ;

$e_{ij}$  : Tenseur des déformations ;

$F$  : Fonctionnelle.

Les lois de comportement sont souvent utilisés sous forme incrémentales comme suit :

$$de_{ij} = G (ds_{ij})$$

$de_{ij}$  : L'incrément de déformation ;

$ds_{ij}$  : L'incrément de contrainte ;

$G$  : Fonction tensorielle.

#### III.3.3.1. Elasticité

L'élasticité correspond à la partie réversible des déformations. Le modèle élastique est le modèle de matériau le plus simple, il est caractérisé par une relation linéaire – réversible et indépendante de l'histoire des sollicitations entre la contrainte totale et la déformation (loi de Hooke). On peut citer, L'élasticité linéaire isotrope et l'élasticité non linéaire.

##### III.3.3.1.1. Elasticité linéaire isotrope

Dans le cas de l'élasticité linéaire isotrope, le tenseur des déformations est relié au tenseur des contraintes, et la relation la plus courante est donnée par la relation de Hooke :

$$e_{ij} = \frac{1 + \nu}{E} \cdot s_{ij} - \frac{\nu}{E} \cdot s_{kk} \cdot d_{ij}$$

$$s_{ij} = \frac{1+n}{E} \cdot e_{ij} - \frac{n}{E} \cdot e_{kk} \cdot d_{ij}$$

$d_{ij}$  : Indice de kronecker.

E et  $\nu$  sont deux paramètres de l'élasticité, mais on peut les substituer par le module volumique K et le module de cisaillement G par les relations suivantes :

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

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

### III.3.3.2. Elastoplasticité de Mohr Coulomb

En réalité, très peu de matériaux ont un comportement élastique parfait. Au delà d'un certain seuil de contraintes, tout ou partie de la déformation additionnelle est alors irréversible.

En complément de la déformation élastique définie par la loi de Hooke, les modèles élastoplastiques intègrent ainsi un degré de déformation plastique permanente, caractérisé par une loi d'écoulement lorsque la surface de charge est atteinte.

La théorie de l'élastoplasticité tente de décrire le comportement non linéaire et irréversible des matériaux. Cette partie vise à présenter les notions fondamentales de la théorie de l'élastoplasticité qui sont :

• La partition des déformations : est caractérisée par la présence de déformations irréversibles en déchargement. Les déformations se décomposent en une partie élastique et une partie plastique ;

• La surface de charge : qui définit le seuil de contraintes au delà du quel le comportement du matériau est irréversible ;

• L'écrouissage : qui permet de faire évoluer le domaine élastique ;

ü La règle d'écoulement plastique : qui décrit l'évolution des déformations plastiques.

Dans le modèle élastoplastiques de Mohr-Coulomb, l'incrément de déformation totale se décompose donc en deux parties, l'une élastique et l'autre plastique :

$$de_{ij} = de^e_{ij} + e^p_{ij}$$

Toutefois, la composante plastique n'est non-nulle que durant l'écoulement plastique.

Dans le cas contraire, l'incrément de déformation totale est égal à sa composante élastique, conformément à la loi de Hooke, qui s'écrit sous sa forme incrémentale :

$$\Delta\sigma_1 = \alpha_1 \Delta\varepsilon^e_1 + \alpha_2 (\Delta\varepsilon^e_2 + \Delta\varepsilon^e_3)$$

$$\Delta\sigma_2 = \alpha_1 \Delta\varepsilon^e_2 + \alpha_2 (\Delta\varepsilon^e_1 + \Delta\varepsilon^e_3)$$

$$\Delta\sigma_3 = \alpha_1 \Delta\varepsilon^e_3 + \alpha_2 (\Delta\varepsilon^e_1 + \Delta\varepsilon^e_2)$$

Dans les équations précédentes :  $a_1 = K + 4G/3$  et  $a_2 = K - 2G/3$ , où  $K$  et  $G$  désignent respectivement les modules d'incompressibilité et de cisaillement du matériau, exprimés en PASCALS. Ils sont liés au module de Young et au coefficient de Poisson par les relations suivantes :

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

Le domaine plastique, quant à lui, est défini par un critère de rupture associé à une loi d'écoulement plastique.

### III.3.3.2.1. Le critère de rupture de Mohr-Coulomb

Tout champ de contraintes peut être exprimé en termes de contraintes principales  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  et  $\sigma_3$ . La convention de signe, dans FLAC, attribuant des valeurs négatives à la compression, et positives à la traction, les contraintes principales sont alors ordonnées de la manière suivante :

$$\sigma_1 < \sigma_2 < \sigma_3$$

L'enveloppe de rupture (aussi appelée surface de charge) de Mohr-Coulomb (Figure III.4) est définie du point A au point B par la relation suivante, qui fait intervenir les caractéristiques de résistance au cisaillement du matériau :

$$f^s = s_1 - s_3\sqrt{N_F} + 2c\sqrt{N_F} = 0$$

Du point B au point C, la rupture est contrôlée par la résistance à la traction du matériau,  $s^t$  :

$$f^t = s^t - s_3 = 0$$

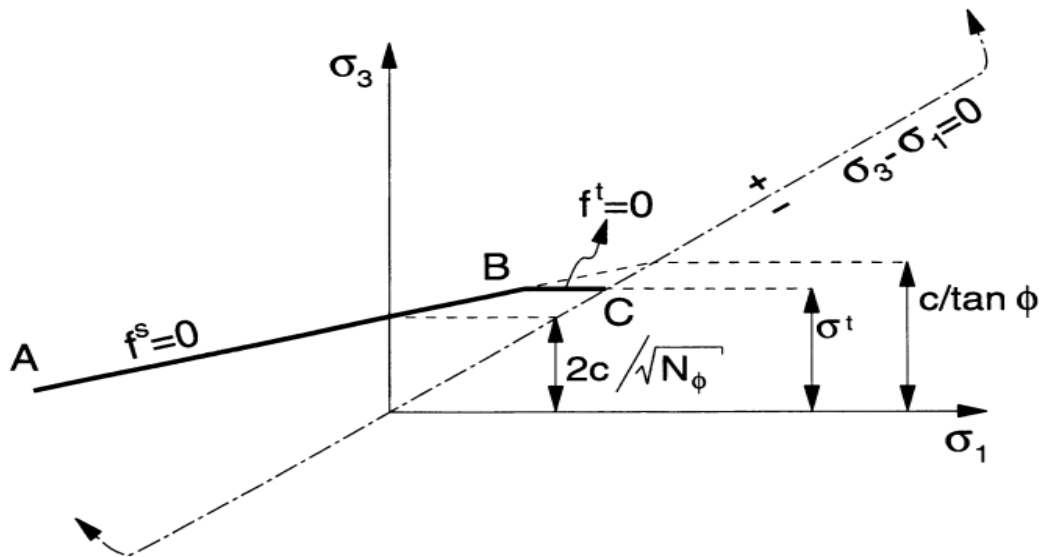


Fig.III.3. Critère de rupture de Mohr-Coulomb dans FLAC, d'après ITASCA.

Les valeurs des paramètres  $N$ ,  $s^t$  et  $s_{cm}$  peuvent être calculées à partir de celles de  $c$  et  $\Phi$  (résistance à la compression du matériau) et inversement :

$$N_F = \frac{1+\sin F}{1-\sin F}$$

$$s_{cm} = 2C\sqrt{N_F} \text{ où } C = \frac{s_{cm}}{2\sqrt{N_F}}$$

$$s^t \leq \frac{C}{\tan \Phi} \text{ où } C \geq s^t \tan \Phi$$

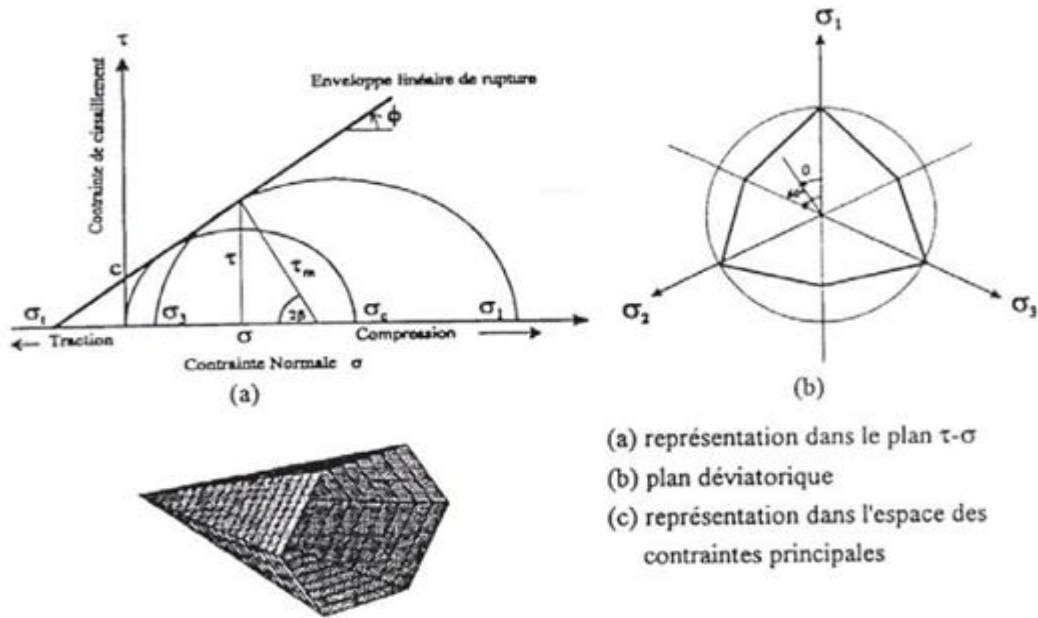


Fig.III.4. Critère de rupture de type Mohr-coulomb.

### III.3.3.2.2. La loi d'écoulement de Mohr-Coulomb

Dans le domaine plastique, une loi d'écoulement définit le comportement du matériau lorsque les déformations sont irréversibles. Le calcul de l'incrément de déformation plastique est déduit d'une fonction potentiel plastique (règle d'écoulement), définie, dans le cas présent, par :

$$g(\sigma_{ij}) = (s_1 - s_3) - (s_1 + s_3) \sin Y$$

Avec : 
$$N_Y = (1 + \sin F)/(1 - \sin F)$$

Où :  $Y$  : est l'angle de dilataance du matériau.

L'amplitude des déformations élastoplastiques est alors déterminée à partir de la règle de normalité, selon laquelle le taux de déformation plastique est normal à la surface de charge.

Elle s'exprime :

§ Dans le cas d'une rupture en cisaillement :

$$de^p_i = I^s \cdot \frac{\partial g^s}{\partial s} \quad \text{avec } i = 1,3$$

§ Dans le cas d'une rupture en traction :

$$de^p_i = I^t \cdot \frac{\partial g^t}{\partial s} \quad \text{avec } i = 1,3$$

$I^s$  et  $I^t$  sont les multiplicateurs plastiques, respectivement en cisaillement et en traction, définis par les relations suivantes :

$$I_s = \frac{f^s(s_1, s_3)}{(a_1 - a_2 N_Y) - (a_2 - a_1 N_Y) N_F}$$

Et

$$I^t = \frac{f^t(s^1_3)}{a_1}$$

Où

$$s^1_i = s^1_i + DS^1_i$$

Avec  $i = 1, 3$

#### III.4. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons fait une petite recherche bibliographie concernant l'outil numérique FLAC<sup>2D</sup> afin de l'utiliser pour la modélisation numérique de l'essai pressiométrique ce qui va faire l'objet du chapitre suivant.

*Chapitre IV*  
*Présentation du site a étudié site de*  
*Bejaia*

## **Chapitre IV**

### **Présentation du site a étudié site de Bejaia**

#### **IV.1. Introduction**

Dans l'objet, d'étudier et d'analyser, il est important de connaître en premier lieu les données géologiques, hydrologiques et géotechniques de la zone d'étude.

#### **IV.2. Description de la plaine alluviale de Bejaia**

##### **IV.2.1. Situation du site d'étude**

Bejaia, Bougie ou Bgayet est une ville algérienne située à l'est d'Alger. C'est une ville très peuplée (173 601 habitants en 2010, site internet Wikipédiat), elle aussi connue pour son grand pôle industriel et son port pétrolier et commercial. La plaine alluviale de Bejaia s'étend sur une superficie d'environ 750 hectares. Elle renferme la majeure partie des terrains situés aux embouchures des oueds Soummam et Seghir.

##### **IV.2.2. Contexte géologique de la plaine alluviale de Bejaia**

La plaine alluviale de Bejaia s'étend sur une superficie avoisinant 750 hectares. Elle renferme la majeure partie des terrains situés aux embouchures des oueds Soummam et Seghir.

Cette zone n'avait connue dans le passé de développement urbain à cause des différents aléas mis en évidence après des études hydrauliques et géotechniques réalisées dans la région.

Sur le plan hydraulique, le risque d'inondation par les crues de l'oued Soummam constitue une contrainte en matière d'urbanisation et nécessite des aménagements adéquats pour limiter les dommages. Le débordement de l'oued Soummam en l'an 2003 avait causé d'énormes dommages aux infrastructures de base et aux équipements limitrophes (routes, aéroport et habitations).

Sur le plan géotechnique, la plus part des terrains ont été couverts par des essais de reconnaissance pour évaluer la résistance des sols et leur degré de constructibilité. Il s'avère que les couches superficielles de nature alluvionnaire, dominance sablo-argileuses et parfois hétérogènes, n'ont pas encore atteint un degré de consolidation suffisant, par conséquent leur capacité portante est faible et leur compressibilité est élevée.



Fig. IV.1. Vue aérienne de l'endroit où le quai sera construit (source : Google earth).

### IV.2.3. Contexte géologique de la zone d'étude

La plaine alluviale de Bejaia est située dans le tell septentrional kabyle (zone interne).

La géologie régionale matérialise cette plaine dans les bassins synclinaux post nappe du tell. La dépression située entre les djebels Gouraya au nord et Sidi Boudraham au sud-ouest a été comblée par les alluvions fines des oueds Seghir et Soummam interpénétrées dans les dépôts marins transgressifs. Du point de vue stratigraphie, l'ensemble des dépôts est d'âge quaternaire, on retrouve par conséquent les formations suivantes :

#### IV.2.3.1. Alluvions anciennes

Elles sont représentées par des marnes graveleuses, de galets et de niveaux de sable de plage emballés dans une matrice limoneuse de teinte grise. Ces alluvions provenant du démantèlement de formation anciennes qui s'observent à l'embouchure de l'oued Soummam sur la rive droite.

Ces terrasses s'étendent sur plusieurs centaines de mètres.

#### **IV.2.3.2. Alluvions marécageuses**

Elles sont constituées par des éléments fins limoneux et vaseux avec intercalations des sables fins. A cet effet, on retrouve à tous les niveaux des traînées, des filets finement sableux et des petits coquillages blancs. Il s'agit toujours de sols plus ou moins organiques brun-noirs d'aspect vasard.

#### **IV.2.3.3. Alluvions récentes**

Se sont des dépôts légèrement limoneux et caillouteux provenant des oueds Soummam et Seghir et couvrent la majeure partie de la plaine de Bejaia.

#### **IV.2.3.4. Remblais**

Ces remblais sont peu compacts, sauf dans le premier mètre, ils sont constitués de sols hétérogènes du type argilo caillouteux avec mélange de quelques blocs.

La ville de Bejaia s'accroche aux pentes du djebel Gouraya, puis s'étend vers le sud, dans la plaine. L'aménagement de la zone portuaire s'est fait à l'embouchure de l'oued Soummam et des terrains ont été gagnés sur la mer.

Il résulte de cette histoire géologique que la zone portuaire prolongeant la plaine alluviale est constituée par des matériaux fins plus ou moins vasards (limons, argiles) et sables déposés sur un substratum rocheux assez profond de l'ordre de 40 à 50 m, de nature marne-calcaire du crétacé.

#### **IV.2.4. Hydro-climatologie**

La présence de l'eau dans le sous sol à une influence importante sur son comportement mécanique et elle pose toujours des problèmes délicats de stabilité des constructions lourdes (Tours, silos,...). L'eau peut contribuer à la dégradation des caractéristiques mécaniques d'un sol et par conséquent modifier la stabilité des terrains.

L'hydrologie présente un aspect complémentaire à l'étude géologique d'une région, elle contribue à la connaissance de l'origine, la distribution et les écoulements des eaux souterraines.

#### **IV.2.5. Le climat**

La ville de Bejaia jouit un climat méditerranéen caractérisé par un été chaud et sec et un hiver pluvieux et humide. L'analyse des précipitations moyennes enregistrées en 1995 et 2004 [source ONM] montre une intensité pluvieuse élevée entre les mois d'octobre et avril avec un pic au mois de décembre (143,60 mm) et un minimum au mois de juillet (6 mm). Durant la décennie (2000-2010), l'année 2003 était la plus pluvieuse avec une précipitation de (189,90 mm), cela avait engendré des inondations par les crues de l'oued Soummam.

La morphologie et le climat de la région avait favorisé essentiellement la formation des cours et des ravinements à ruissellement intermittents. Le régime d'écoulement est irrégulier, il connaît parfois de fortes crues en hiver à cause de la superficie des bassins versants qui s'y déversent et plus souvent il est sec en été.

La température constitue un terme essentiel dans la définition du déficit d'écoulement et la variation des niveaux des nappes. Les températures moyennes mensuelles mesurées dans la station du port de Bejaia montrent une période hivernale entre les mois de novembre et mai avec un minimum en février (13,50°C) et une période estivale comprise entre les mois de juin et octobre avec un maximum de (27°C) en mois d'août.

On constate qu'il existe un écart important entre la température moyenne du mois le plus chaud et celle du mois le plus froid, elle est de l'ordre de 13°C.

#### **IV.2.6. Sismicité**

Les séismes algériens peuvent atteindre une magnitude assez grande et par conséquent entraîner des dégâts catastrophiques aux environs de leurs foyers. La principale caractéristique des séismes en Algérie est leurs aires de répartition, en effet, ils se produisent

sur l'origine alpin maghrébin, depuis le tell au nord jusqu'à l'atlas saharien au sud. Le reste du pays est considéré comme étant non sismique au delà de cette frontière naturelle.

La partie nord de l'Algérie apparaît comme la zone la plus active avec une intensité maximale en concordance avec la géologie et la tectonique de la région. Cette partie a été secouée par plusieurs séismes destructeurs à l'exemple de celui d'El Asnam le 10/10/1980 avec une magnitude de 7,3 et de Boumerdes le 21/05/2003 avec une magnitude de 6,8 sur l'échelle ouverte de Richter.

Au niveau local, l'examen de la sismicité historique de la Soummam et de ces environs depuis 1949 à ce jour montre une intensité modérée par rapport aux séismes destructeurs d'El Asnam (1980) et de Boumerdes (2003).

Dans le passé, plusieurs séismes avaient fortement ébranlés la région de Bejaia en provoquant des pertes humaines et des désordres importants sur les maisons. Ainsi le séisme Béni Ourtillane (novembre 2000) avait également engendré des désordres importants voire des effondrements des maisons traditionnelles à Béni Maouche et ses environs. Le dernier séisme ayant ébranlé la région et celui de Babors (22/05/2006) dont la zone épicerale est localisée au niveau du village de Laalam avec une magnitude de 5,8 sur l'échelle ouverte de Richter. Le bilan établi fait ressortir quatre morts, une soixantaine de blessés et l'effondrement de plusieurs maisons traditionnelles construites en pierres.

D'après le document technique réglementaire DTR BC 2-48 des règles parasismiques algériennes RPA 99, révisées en 2003, la commune de Bejaia est classée en zone IIa, sismicité moyenne.

#### **IV.7. Conclusion**

On a consacré dans ce chapitre à la présentation du site à étudier site de Bejaia afin de modéliser numériquement un essai pressiométrique.

*Chapitre V*  
*Modélisation Numérique d'un essai*  
*pressiométrique*

*Chapitre V*

*Modélisation Numérique d'un essai pressiométrique*

**V.1. Introduction**

Dans les paragraphes ci-dessous, nous nous proposons d'illustrer la réponse du modèle pour une sollicitation d'un essai pressiométrique, d'étudier et de comparer les résultats expérimentaux aux résultats de la simulation numérique et de l'utiliser dans le cadre de l'identification des paramètres du comportement des sols.

**V.2. Simulation de l'essai pressiométrique**

**V.2.1. Présentation du problème**

On considère l'expansion de la sonde dans un milieu élastoplastique.

L'hypothèse de déformations planes dans la direction verticale est prise en compte ( $\epsilon_z=0$ ) dans cette étude. Cette hypothèse se justifie par la présence de cellules de garde autour de la sonde.

Le problème aux limites est donc défini à la fois axisymétrique et en déformation plane donc c'est un problème bidimensionnel.

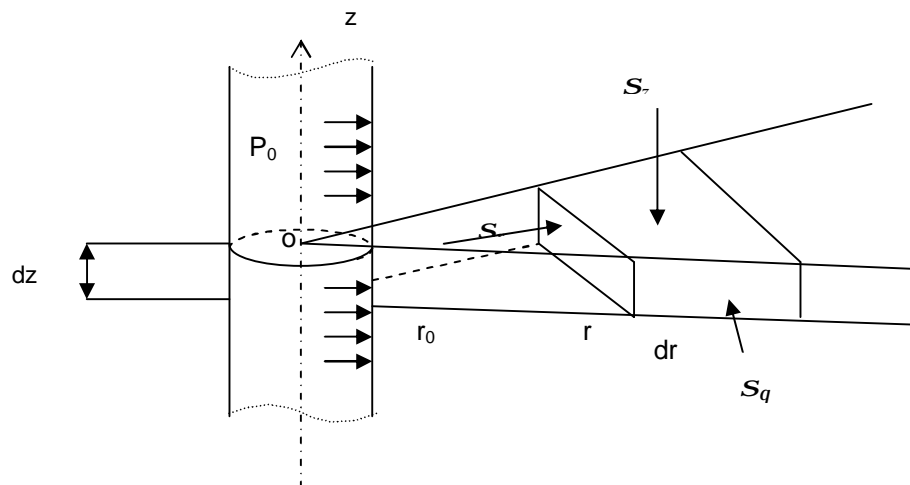


Fig. V.1. Equilibre d'un élément de sol en déformation plane.

## **V.2.2. Le maillage**

La détermination du maillage répondra à des considérations physiques réelles et à des constatations issues des travaux précédents.

### **V.2.2.1. Dimensions**

Etant donné que les résultats expérimentaux qu'on a entre les mains, sont réalisés avec une sonde de dimensions 7,5×45(cm), donc le rayon initial est de 3,75cm, alors on commence la génération du maillage à cette même abscisse.

Pour la hauteur, on considère la hauteur de la sonde, c'est-à-dire 45cm.

Pour la longueur de l'échantillon on a pris la même longueur prise par [Bahar, 1992], qui est égale à 4m, puisque il a montré qu'elle est suffisante pour éliminer l'influence de la longueur du massif.

### **V.2.2.2. Génération du maillage**

Le chargement (sonde pressiométrique) est appliqué sur une face de forage, d'où le maillage doit être resserré au voisinage de la sonde et ce raffinement diminue au fur à mesure qu'on s'éloigne de la sonde.

S'appuyant toujours sur des études précédentes, on a choisi une progression géométrique, de raison 1,25, cette progression s'écrit comme suit :

$$r_n = r_{n-1} + \Delta r_n$$

Avec :

$$\Delta r_n = 1.25 \times \Delta r_{n-1}$$

On a alors 30 éléments rectangulaires dans la direction radiale.

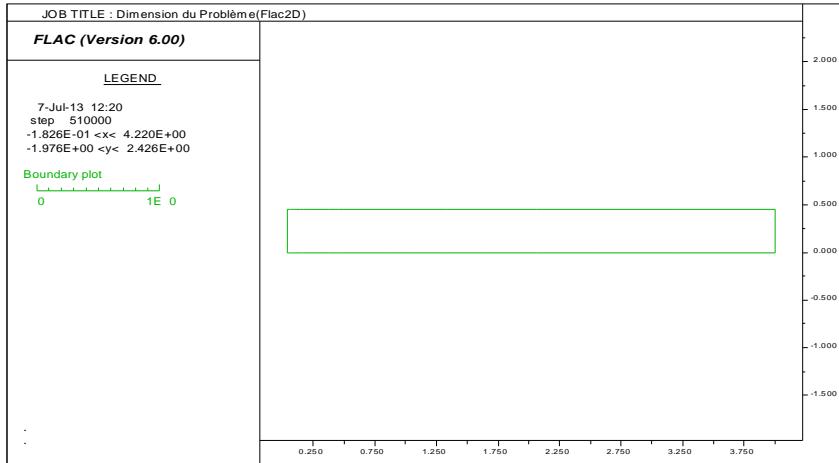


Fig. V.2. Dimension du problème (FLAC<sup>2D</sup>).

### V.2.2.3. Conditions aux limites

Vu les hypothèses considérées, on a ; loin de la sonde, le sol ne se déforme pas, on impose un déplacement nul suivant l'axe  $xx'$  à 4m.

$$\begin{aligned} dx &= dx_0 && \text{pour } r = r_0 \\ dx &= 0 && \text{pour } r = 4m \end{aligned}$$

Les déplacements sont nuls suivant l'axe  $yy'$  pour tous les éléments de maillage.

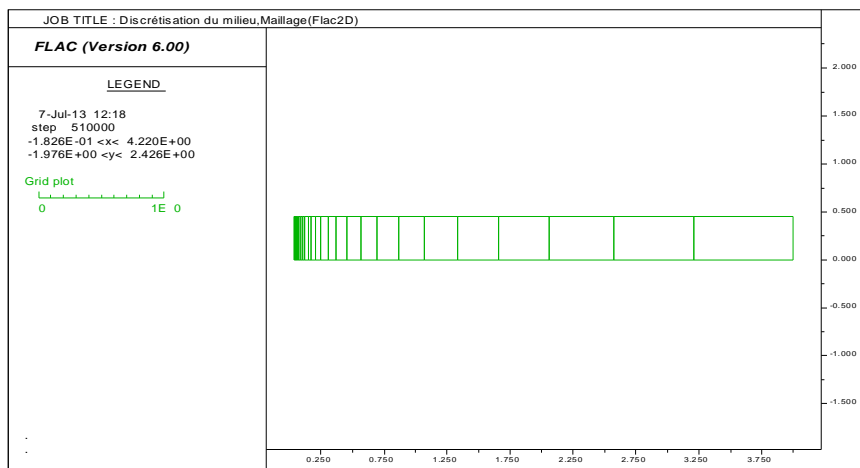


Fig. V.3. Discrétisation du milieu, maillage (FLAC<sup>2D</sup>).

#### V.2.2.4. Conditions initiales

Avant d'appliquer une charge pressiométrique, il faut représenter l'état initial du sol, pour cela, on lui applique l'état de contraintes initiales, qui représente la pression des terres au repos.

$$P_0 = k_0 \times g \times z$$

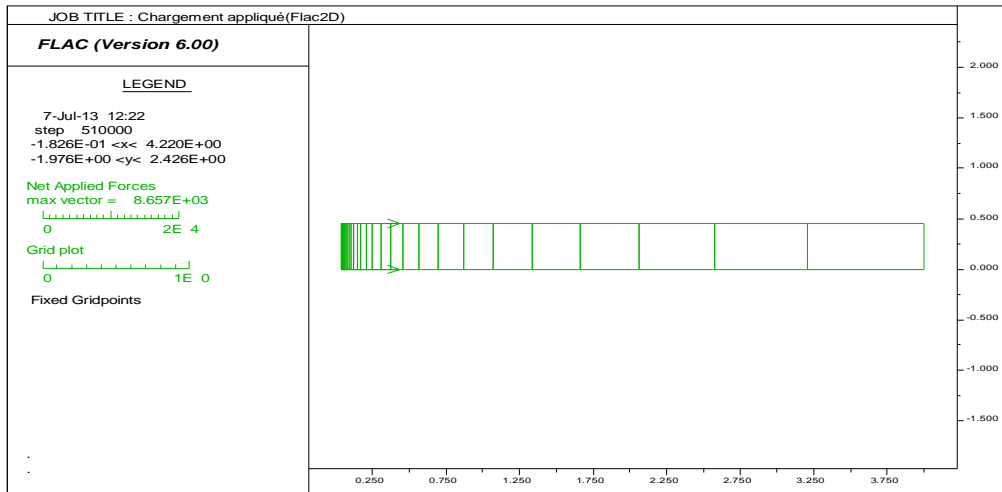


Fig. V.4. Chargement appliqué (FLAC<sup>2D</sup>).

#### V.2.2.5. Modèle de comportement

Pour suivre le comportement du sol tout le long de sa déformation, on a actuellement des modèles qui simulent son comportement réel mieux que les modèles classiques tel que le modèle élastique ou plastique, et ce grâce aux méthodes numériques et au développement des ordinateurs de grandes capacités.

Parmi ces modèles on s'intéressera dans cette étude aux modèles élastoplastiques, **Mohr Coulomb**.

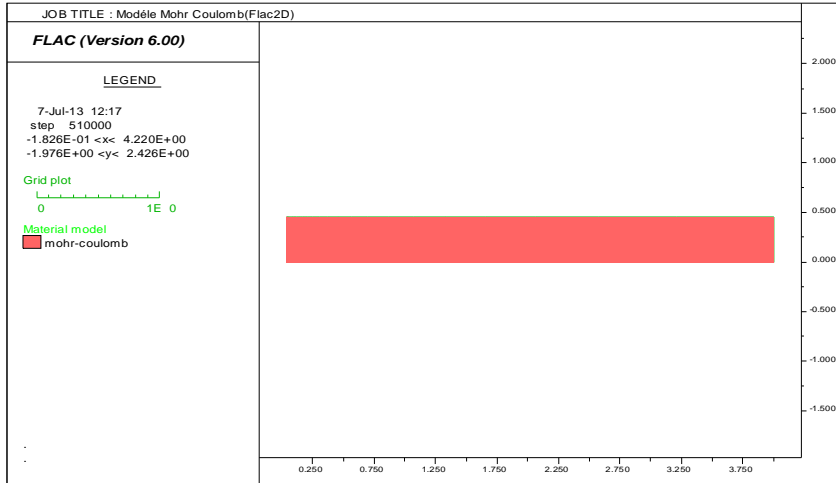


Fig.V.5. Modèle Mohr Coulomb(Flac<sup>2D</sup>).

### V.3. Simulation de l'essai pressiométrique

On considère le modèle élastoplastiques de Mohr-Coulomb, le type de sol modélisé est le sol de du site de Bejaia.

Les caractéristiques sont données par le tableau suivant, elles ont été calculées à partir des formules ci-dessous :

Tableau. V.1. Paramètre utilisé dans la simulation.

Module de Young E (MPa)	Module de compressibilité K (MPa)	Module de cisaillement G (MPa)	Poids volumétrique $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	L'angle de frottement $\varphi$ (°)	Cohésion C (KPa)
10.20	14.11	5.34	19	0	113

Le mode de calcule est comme suite :

ü Pour les sables la cohésion :  $C = \frac{P - P_0}{5.5}$  ;

ü L'angle de frottement :  $\sin\varphi = \frac{Pf}{P_0} - 1$  ;

- ü Le coefficient de poisson pour un sable entre 0.3 et 0.4 ;
- ü D'après le model Mohr coulomb :

Ø Module d'élastique  $K = \frac{E}{3(1-2\nu)}$  ;

Ø Module de cisaillement  $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$  ;

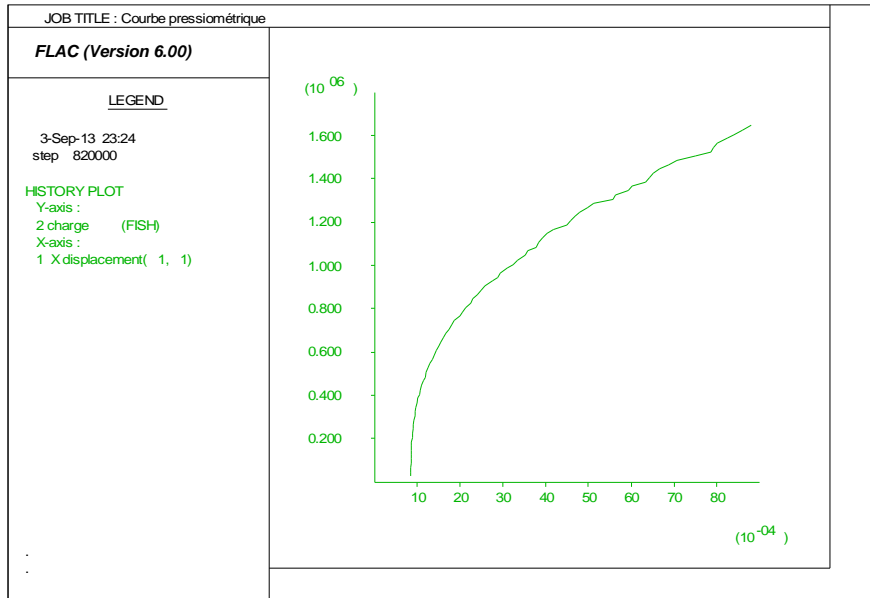


Fig.V.6. Courbe pressiométrique.

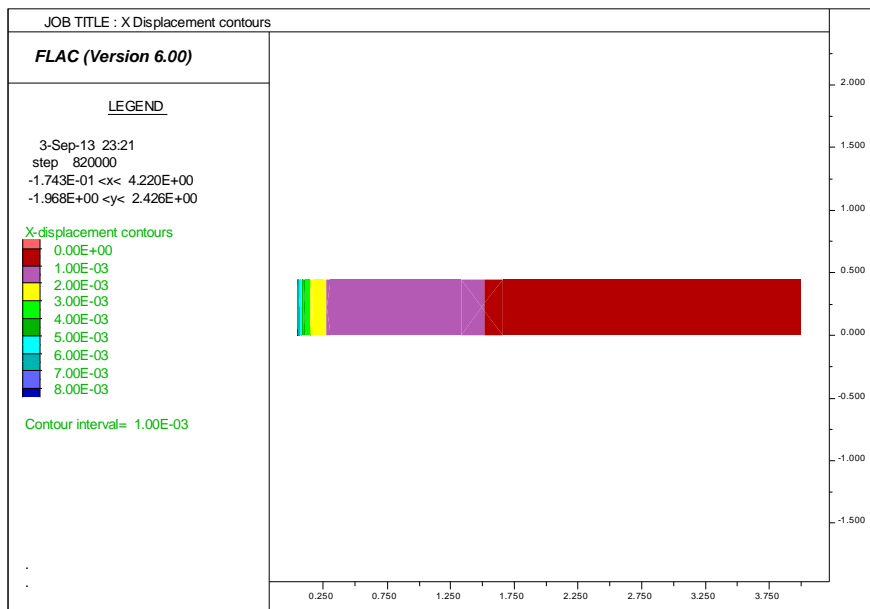


Fig. V.7. Les déplacements au niveau de la grille.

V.4. Identification des paramètres du comportement du sol

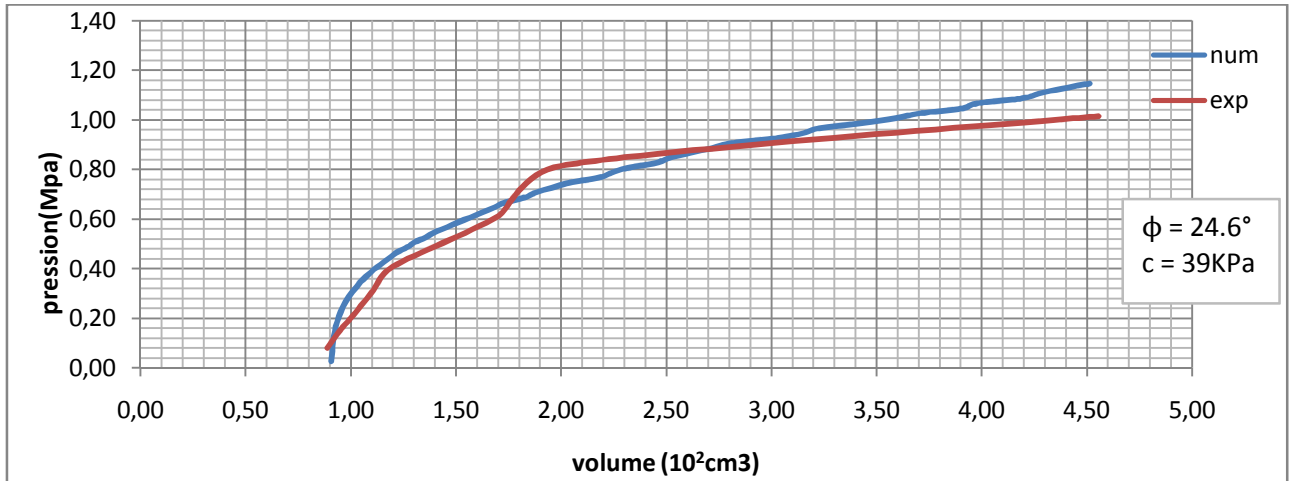


Fig. V.8. La courbe expérimentale et la courbe numérique(Flac<sup>2D</sup>) pour une profondeur de 7m sondage N°1.

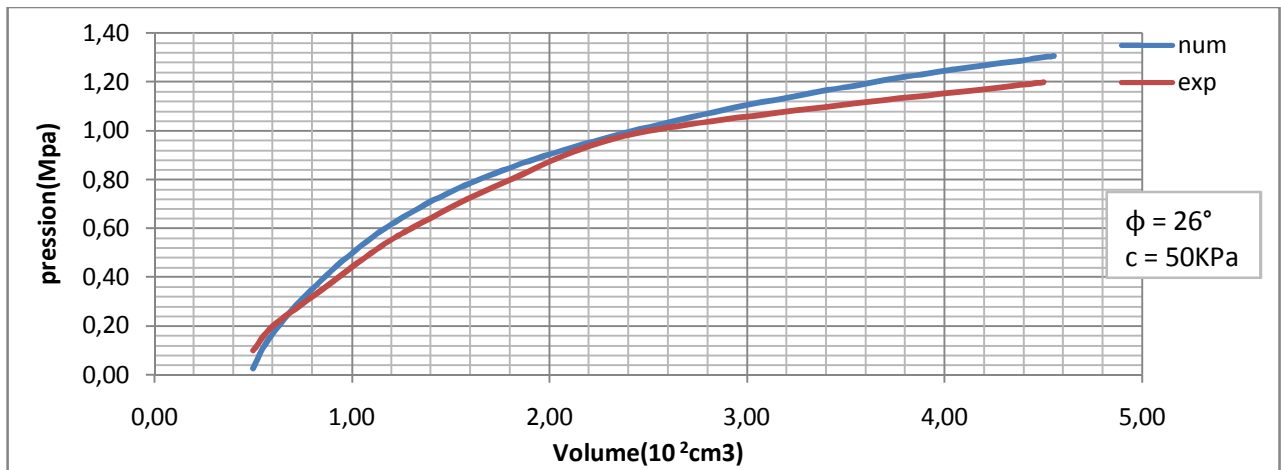


Fig. V.9. La courbe expérimentale et la courbe numérique(Flac<sup>2D</sup>) pour une profondeur de 7m sondage N°2.

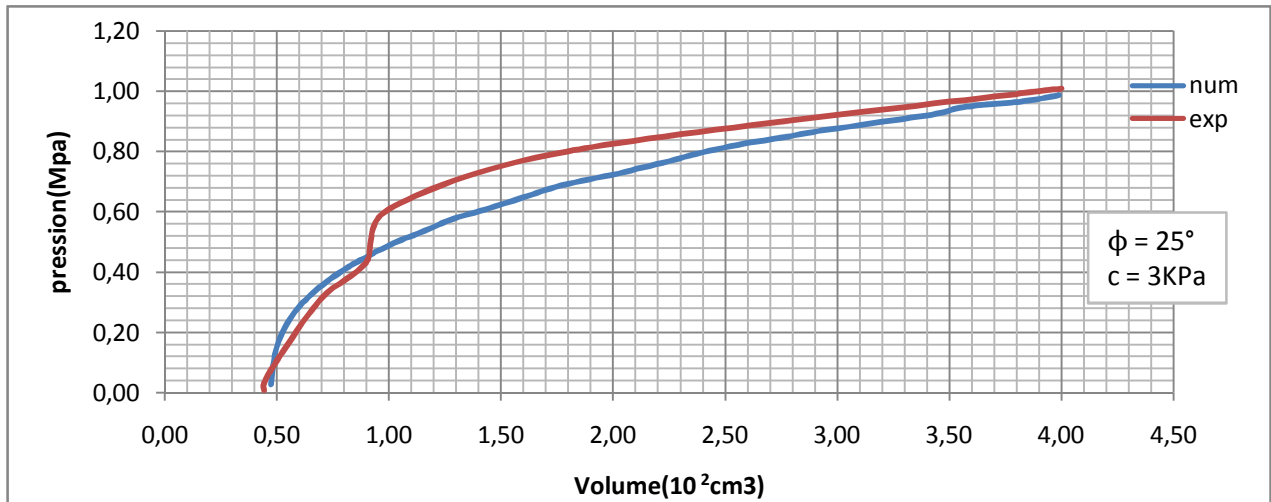


Fig. V.10. La courbe expérimentale et la courbe numérique(Flac<sup>2D</sup>) pour une profondeur de 8m sondage N°3.

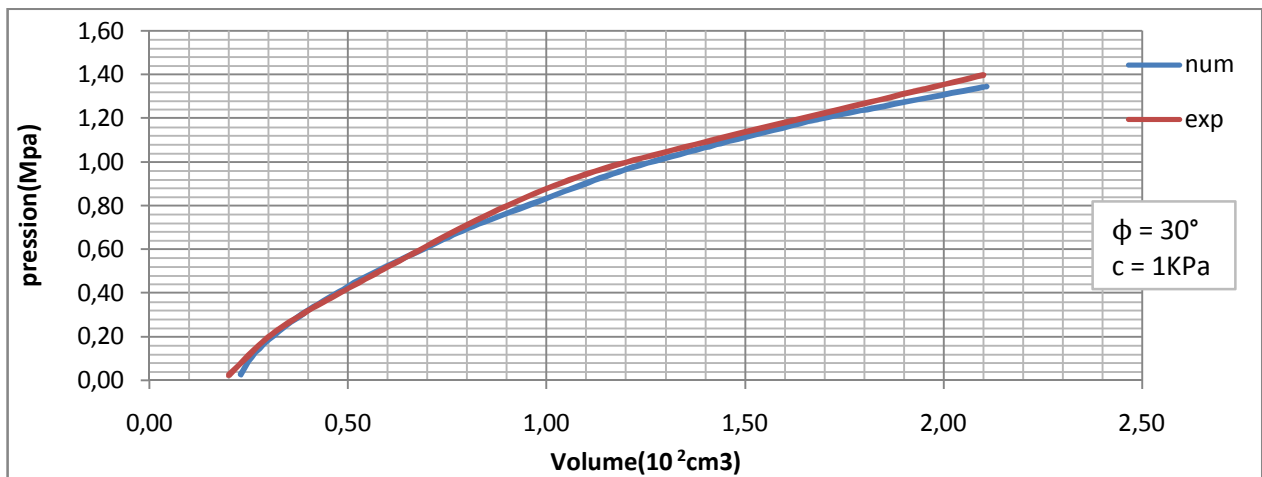


Fig. V.11. La courbe expérimentale et la courbe numérique(Flac<sup>2D</sup>) pour une profondeur de 9m sondage N°4.

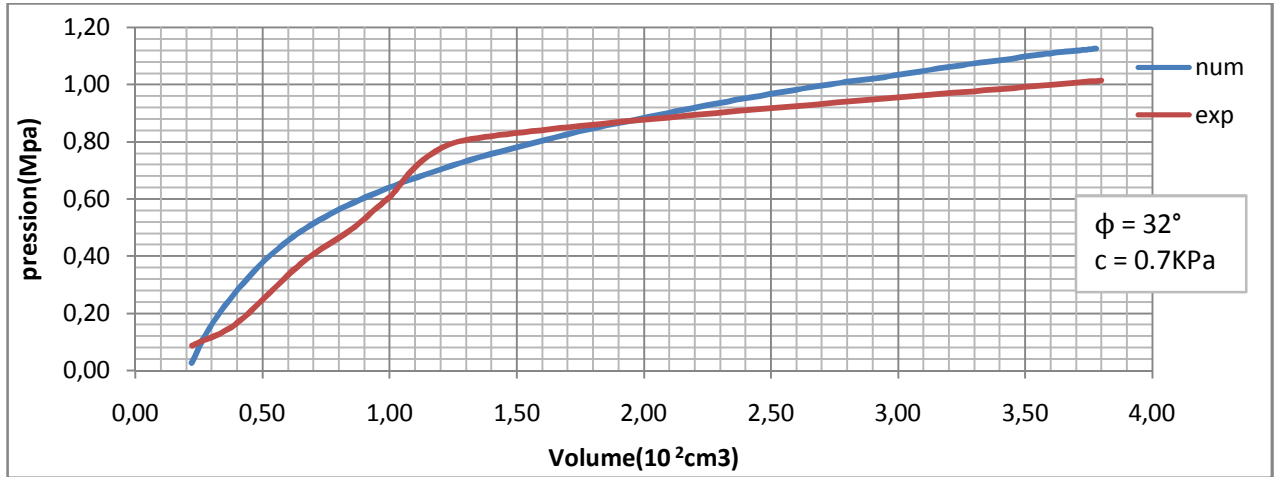


Fig. V.12. La courbe expérimentale et la courbe numérique(Flac<sup>2D</sup>) pour une profondeur de 11m sondage N°5.

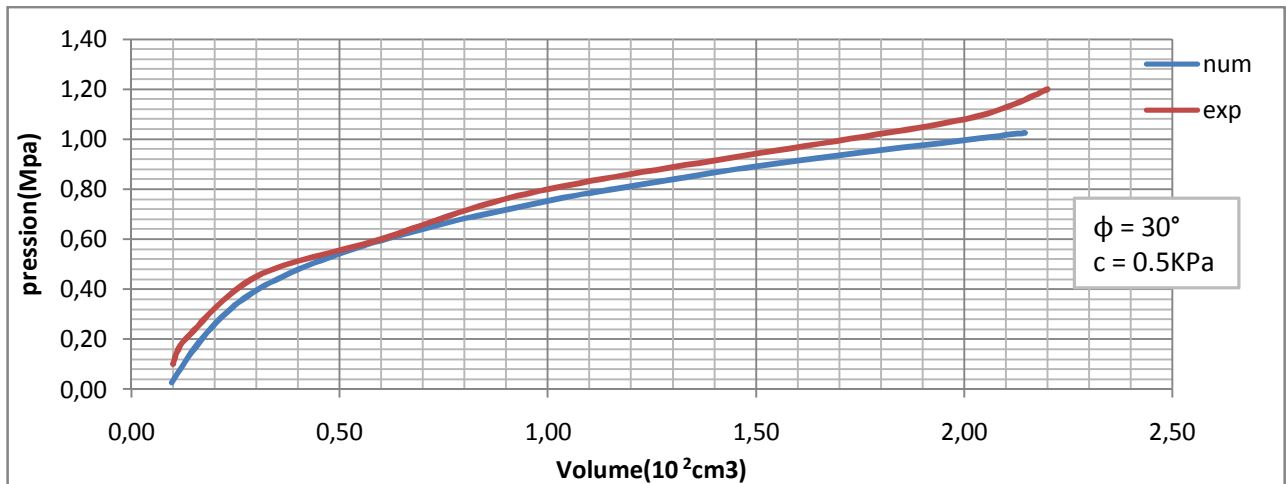


Fig. V.13. La courbe expérimentale et la courbe numérique(Flac<sup>2D</sup>) pour une profondeur de 12m sondage N°6.

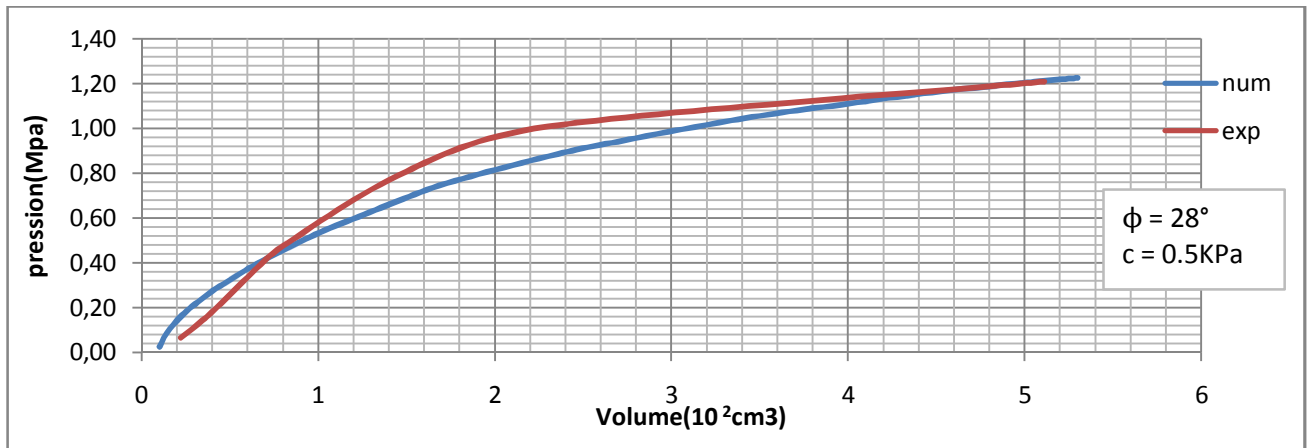


Fig. V.14. La courbe expérimentale et la courbe numérique(Flac<sup>2D</sup>) pour une profondeur de 14m sondage N°7.

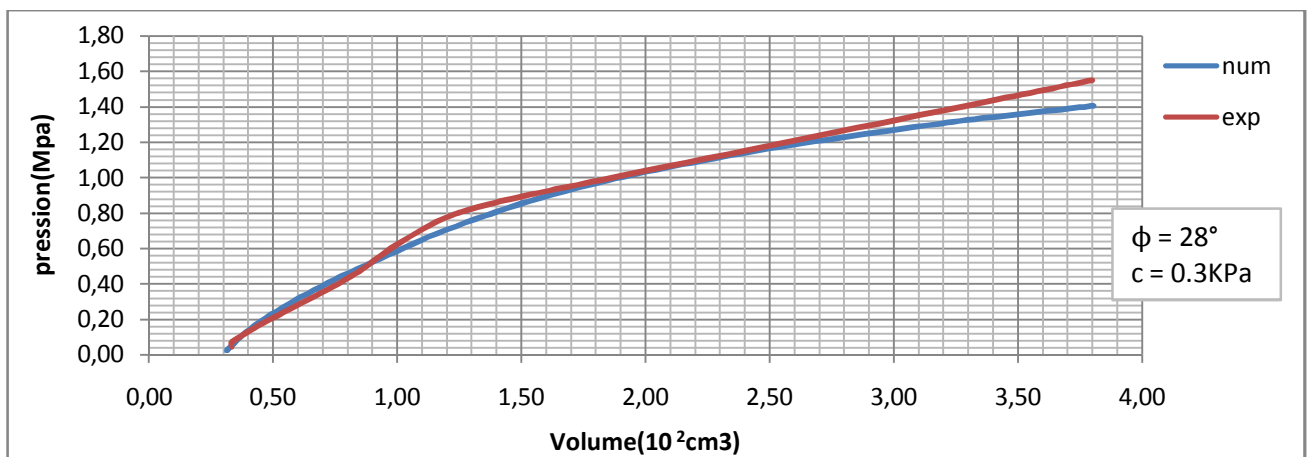


Fig. V.15. La courbe expérimentale et la courbe numérique(Flac<sup>2D</sup>) pour une profondeur de 15m sondage N°8.

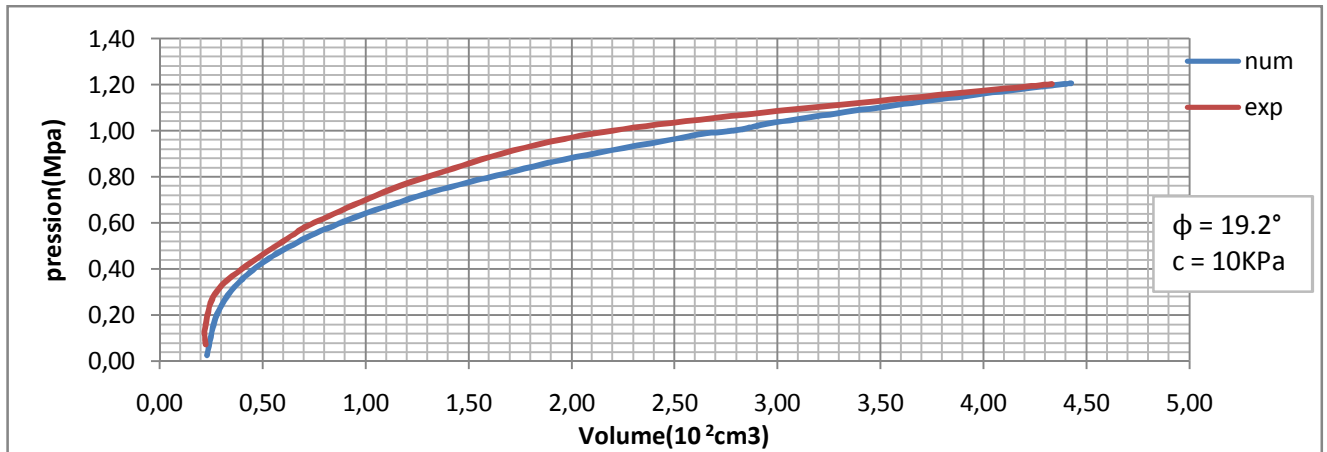


Fig. V.16. La courbe expérimentale et la courbe numérique(Flac<sup>2D</sup>) pour une profondeur de 17m sondage N°9.

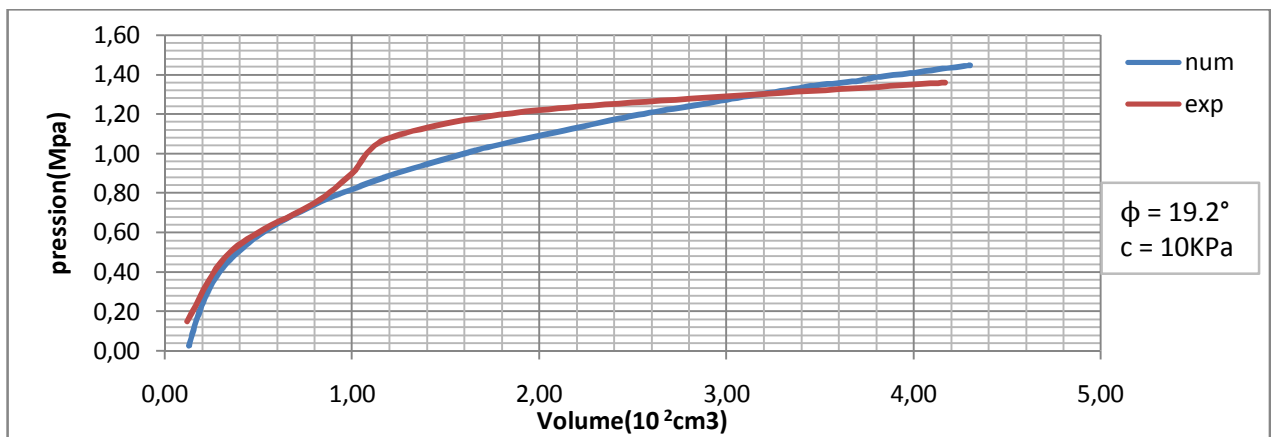


Fig. V.17. La courbe expérimentale et la courbe numérique(Flac<sup>2D</sup>) pour une profondeur de 17m sondage N°10.

### **V.5. Conclusion**

Dans ce chapitre, on a utilisé le code de calcul FLAC<sup>2D</sup> pour simuler l'essai pressiométrique qui présente des conditions aux limites simples à modéliser.

Cette modélisation a permis de voir la réponse du sol à un chargement pressiométrique ce qui a conduit à une campagne d'identification des paramètres du comportement du sol.

Ces paramètres identifiés seront utilisés pour la modélisation du quai.

***Chapitre VI***  
***Etude du phénomène de liquéfaction***

*Chapitre VI*

*Etude du phénomène de liquéfaction*

**VI.1. Présentation du phénomène de liquéfaction**

**VI.1.1. Introduction**

Les tremblements de terre font partie des catastrophes naturelles qui ont toujours un grand effet sur l'humanité. Ils sont responsables de la destruction de villes entières, la cause de la mort de million d'homme et ont souvent des conséquences économiques désastreuses.

Parmi les phénomènes les plus dangereux observés dans les sols lors des séismes, le phénomène de liquéfaction.

Le phénomène de liquéfaction est observé dans les sols saturés, généralement sableux, sous l'action des sollicitations rapides (séismes, chocs, raz de Marree, etc.), est à l' origine d'une brusque instabilité de ces derniers qui s'écoulant sous l'effet de la pesanteur peuvent alors provoquer des dommages irréparables aux ouvrages et structures situés à proximité.

La littérature géotechnique regorge en exemple de dégâts majeurs clairement attribuables à la liquéfaction de massifs de sable et à leur propagation. En se limitant par exemple au cas des ruptures par liquéfaction d'origine sismique, dont les effets sont les plus spectaculaires, on peut notamment citer dès 1964 le séisme de Niigata ai japon (Seed et Idriss 1967) ou celui d'Alaska (Seed 1968), qui ont particulièrement sensibilisé les mécaniciens des sols étaient à l' origine de l'étude systématique de ce phénomène. L'état d'avancement des connaissances a fait l'objet de synthèses récentes, Nihonkai-Chubu (1983) et Kobe (1995) au Japon, Loma Prieta en Californie (1989), Luzon aux Philippines (1990), ou encore Izmit en Turquie (1999).

Ainsi que font observer Dobry et Abdoun (1998), cependant, si les conditions d'apparition du phénomène de liquéfaction sont aujourd'hui relativement bien appréhendées et des méthodes d'évaluation quantitative ont pu être mises au point sur cette base, il n'en est

pas de même pour ce qui est de prévoir la propagation ultérieure des massifs liquéfiés et les sollicitations qu'ils engendrent sur les ouvrages.

En effet dans certaines situations, la mise en œuvre des techniques appropriées destinées à neutraliser le potentiel de liquéfaction des sols (compactage dynamique par exemple) peut se révéler techniquement impossible ou beaucoup trop onéreuse, de sorte qu'il est préférable de prendre en compte le risque de liquéfaction et ses conséquences dans la conception et le dimensionnement de l'ouvrage

### **VI.1.2. Description du phénomène de liquéfaction**

Dans la littérature, le terme de liquéfaction a été utilisé pour la première fois par **Hazen** pour décrire et expliquer le mode de rupture du barrage calaveras en 1918 en Californie, où 700000 m<sup>3</sup> de sol constituant le pied amont du barrage ont été emportés sur une distance de 100 m sans aucune cause apparente.

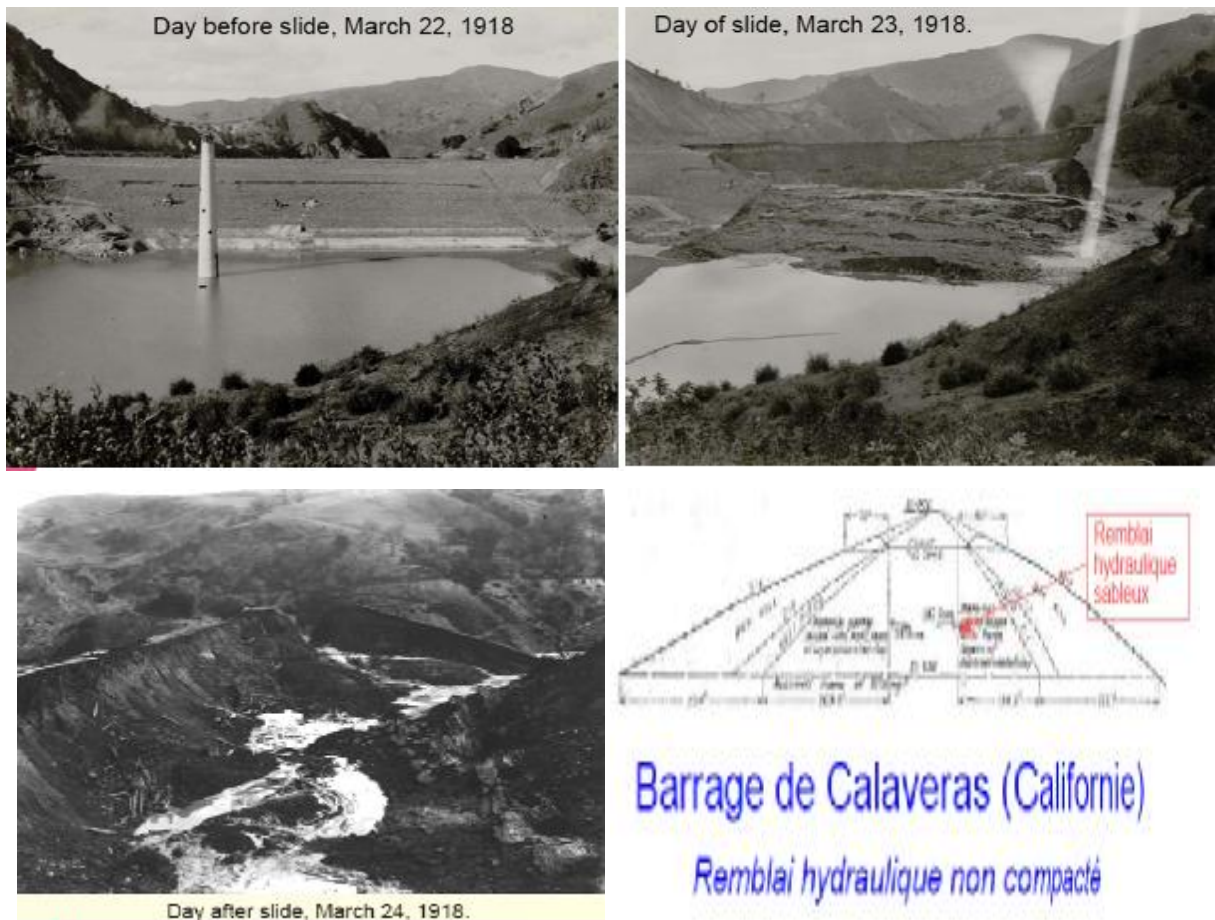


Fig. VI.1. Barrage de calaveras (Californie).

Il existe maintenant un accord acceptable sur le processus et la description du phénomène de liquéfaction, qui peut être résumée dans la définition proposée par (**Sladen et al. 1985**), qui rejoint celle donnée par Seed, 1979, et par Castro et Poulos, 1977 ;

La liquéfaction est un phénomène dans le quel une masse de sol perd un pourcentage important de sa résistance au cisaillement, sous l'action d'un chargement monotone ou cyclique, quasi statique ou dynamique, et s'écoule de manière semblable à un liquide jusqu'à ce que les contraintes de cisaillement auxquelles est soumis le matériau puissent être équilibrées par sa résistance au cisaillement réduite; (**J. Canou et al, 2002**).

De façon générale, la liquéfaction est le processus de transformation d'une substance solide ou gazeuse, en un liquide. Dans un sol pulvérulent saturé le phénomène de liquéfaction est due principalement à l'augmentation de la surpression interstitielle du fluide saturant et la diminution corrélative de la contrainte effective et donc de la résistance au cisaillement du sol.

La liquéfaction est un phénomène qui se produit en générale sous sollicitations sismiques, mais elle peut être également induite par des vibrations non sismiques. En dépôts suffisamment lâches localisés sur des pentes ; particulièrement profonds ; en sable très fin, la liquéfaction peut être déclenchée par des forces statiques seules.

Le phénomène peut être représenté comme sur la figure VI.2.

A l'état initial, les grains sont au repos ; ils sont dans un environnement saturé et dans un état relativement lâche. Ils sont en contact les uns avec les autres, permettant la transmission des efforts s'exprimant à plus grande échelle par la notion de contraintes effectives. Lors d'un chargement dynamique, une réorganisation des grains se produit. En conditions non drainées, cette réorganisation se traduit par une montée en pression de l'eau interstitielle puisque les grains n'occupent plus un volume suffisant pour entretenir la transmission des contraintes effectives initiales. Celles-ci s'annulent donc, ce qui a pour conséquence la montée en pression de l'eau interstitielle jusqu'à égaler les contraintes totales. Les contacts entre les grains sont alors très faibles et l'ensemble se comporte comme un liquide ; il y a liquéfaction du matériau.

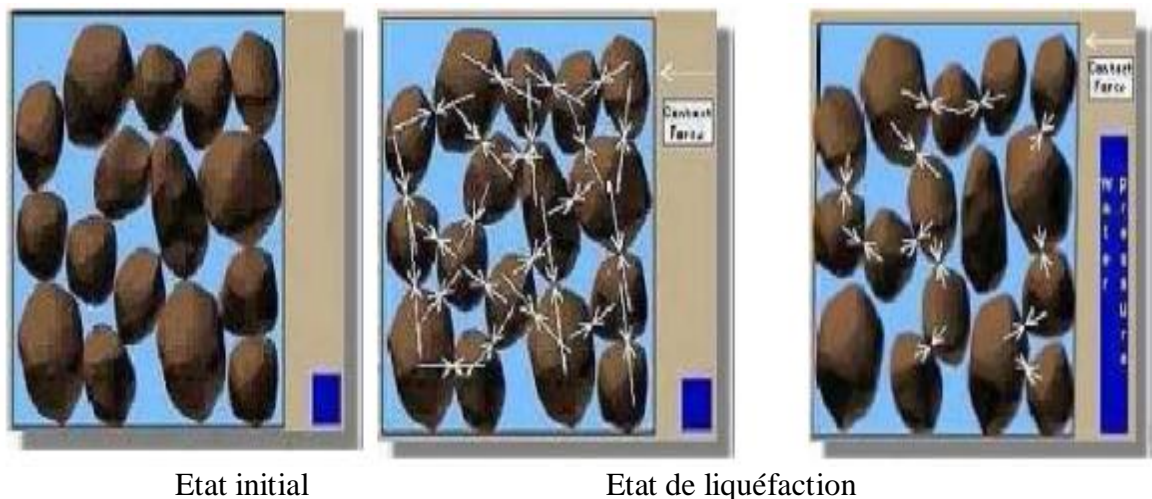


Fig. VI.2. Phénomène de liquéfaction à l'échelle microscopique (Luc LEPETIT, 2002).

La liquéfaction est liée à la conjonction simultanée des trois paramètres suivants :

- ü Présence d'un matériau pulvérulent fin ;
- ü Présence d'une nappe d'eau ;
- ü Existence d'une sollicitation sismique.

### VI.1.3. Quelques exemples de dégâts historiques induits par la liquéfaction

Un million de séismes de toute magnitude se produisent chaque année dans le monde.

Tous ces séismes ne sont pas ressentis par l'homme et n'ont pas d'effets sur les constructions. Cependant, le séisme est de loin le phénomène qui génère le plus de dégâts aux structures et de dégâts fonctionnels. Parmi les effets engendrés par les séismes le phénomène de liquéfaction. En outre la liquéfaction est l'un des effets causes par les séismes engendrant l'instabilité et dégâts désastreuses sur les constructions.

Lorsque la liquéfaction se produit, la résistance du dépôt de sol diminue et sa capacité portante se réduit significativement, en provoquant le basculement des ouvrages qu'il supporte.

Les conséquences d'une liquéfaction sont généralement très graves : inondations, renversements d'immeubles ou de piles, ruptures de barrages. Quelques exemples de dégâts d'ouvrages liés à la liquéfaction des sols sont donnés en ce qui suit ;

### Ø Séisme de Kobe, le 17 janvier 1995

Le mardi 17 janvier à 5h46, heure locale, un tremblement de terre d'une magnitude de 7,2 survient dans la région de Kobe et d'Osaka au Japon. La secousse a eu lieu à une faible profondeur sur une faille allant de l'île Awaji à la ville de Kobe. La secousse a duré une vingtaine de secondes et a causé de sérieux dommages sur une large superficie (rayon de 100 Km autour de l'épicentre).

La liquéfaction a été observée et elle a causé des dégâts importants. Dans la région du port de Kobe et sur les îles artificielles (Port Island et Rokko Island) les désordres les plus importants sont dus à la liquéfaction du sol. Les tassements observés dans ces zones vont de quelques centimètres à presque 2 m. La liquéfaction induite par le séisme est à l'origine de l'affaissement de la quasi-totalité des quais.

#### ü Déplacement latérale de quai

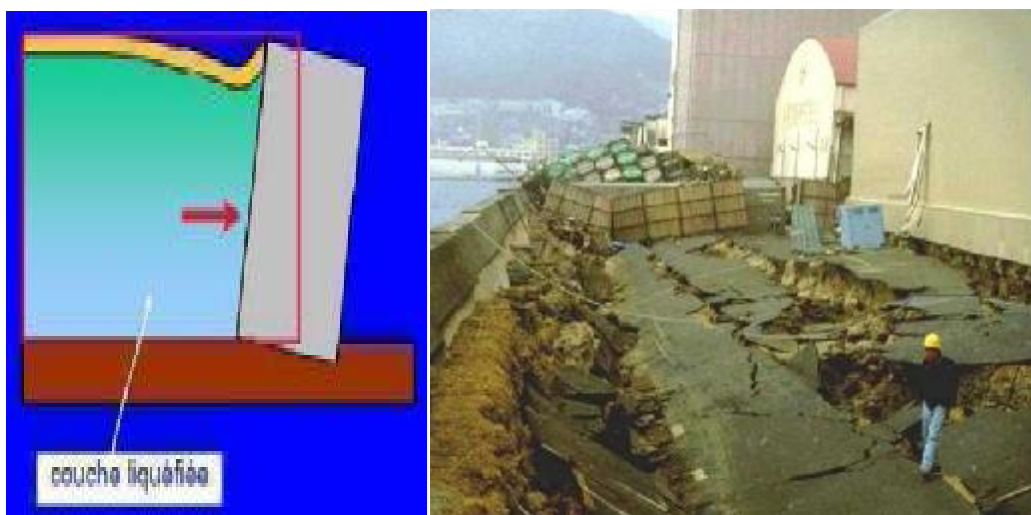


Fig. VI.3. Déplacement latérale de quai.

### Ø Séisme de Niigata, Japon 1964

Durant le séisme de Niigata le 16 Juin, 1964 de magnitude 7.5 sur l'échelle de Richter, la liquéfaction a été observée dans les espaces près des rivières. Ce phénomène a été accompagné par des ruptures de fondation, des effondrements des ouvrages de retenue et des

épanchages latéraux dans le sol ce qui a cause de sévères dommages dans plusieurs structures tels que les ponts, les bâtiments, les réseaux enterrés.

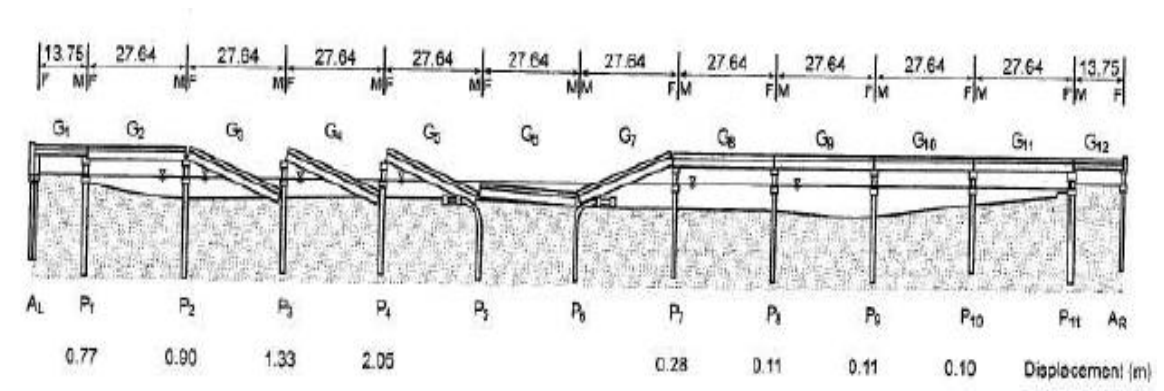


Fig. VI.4. Rupture du pont de Showa, à Niigata au Japon, dues à l'épanchage latéral dans le sol.



Fig. VI.5. Renversement d'immeubles suite à la liquéfaction du sol lors du séisme de Niigata en 1964.

#### Ø Boumerdes, Algérie (2003)

Le séisme du 21 mai 2003 a induit des effets géologiques de différentes natures. La rupture de la faille a engendré un soulèvement de la cote, principalement entre Corso et Dellys. La liquéfaction a été observée de façon spectaculaire, en particulier le long des vallées des oueds Corso, Boudouaou, Boumerdes, Isser et Sebaou et a été à l'origine de nombreux dégâts causes aux routes. Dans la région de Legata, elle a engendré un effondrement du sol sur plusieurs centaines de mètres.



Epannage latéral



Fissure du terrain



Fissure et déplacement latéral du terrain.

Affaissement de terrain

Fig. VI.6. Liquéfaction observée sur le site de Boumerdes, (D'après l'EERI, 2003).

#### **VI.1.4. Les facteurs influençant la liquéfaction**

Plusieurs paramètres peuvent avoir une influence considérable sur le comportement des sols.

La densité relative, la pression de confinement, la présence de fines parmi d'autres conditionnent la tendance à la contractance ou à la dilatance des sables et contrôlent ainsi leur susceptibilité à la liquéfaction.

##### **VI.1.4.1. La distribution granulométrique**

La distribution granulométrique affecte le comportement des massifs de sables pendant les vibrations.

Les sables fins et uniformes sont plus susceptibles à la liquéfaction que les gros sables sous les mêmes conditions.

La réorganisation granulaire est alors très difficile à obtenir, voire impossible avec les niveaux d'énergie que doit apporter la secousse sismique pour atteindre la liquéfaction.

De même, pour les matériaux de fortes dimensions (galets, blocs) l'énergie d'apport est insuffisante pour obtenir la liquéfaction vu la masse importante des éléments mis en agitation ; par ailleurs, les chemins de drainage sont également très importants, ce qui n'autorise pas la mise en pression d'eau interstitielle.

D'après l'article 9.121 des règles de construction parasismique (**PS92**), les sols susceptibles à la liquéfaction sont les sols qui possèdent les caractéristiques données dans le tableau VI.1 ;

Tableau .VI.1. Caractéristiques des sols liquéfiables.

<b>Sables, sables vasards et silts</b>	<b>Sols argileux</b>
-Degré de saturation $S_r$ voisin de 100%. -La granulométrie assez uniforme correspondant à un coefficient d'uniforme $C_u$ inférieur à 15. -Diamètre à 50%, $D_{50}$ , compris entre 0.05 mm et 15mm.	-Diamètre à 15%, $D_{15}$ , supérieur à 0.005 mm. -Limite de liquidité $w_L$ inférieure à 35%. -Teneur en eau( $w$ ) supérieure à $0.9 w_L$ .

#### **VI.1.4.2. La densité relative**

La densité relative initiale des sols est un paramètre important qui contrôle la liquéfaction.

Les observations in situ et les essais de laboratoire ont montré que la résistance au cisaillement cyclique (R.C.C), d'un sable est pratiquement proportionnelle à sa densité relative de 70 à 80 %. Au-delà de ces valeurs la R.C.C croît plus vite que la densité relative.

Plus le matériau est dense, son indices des vides est petit, plus sa résistance à la liquéfaction augmente, (A. Pecker, 1984).

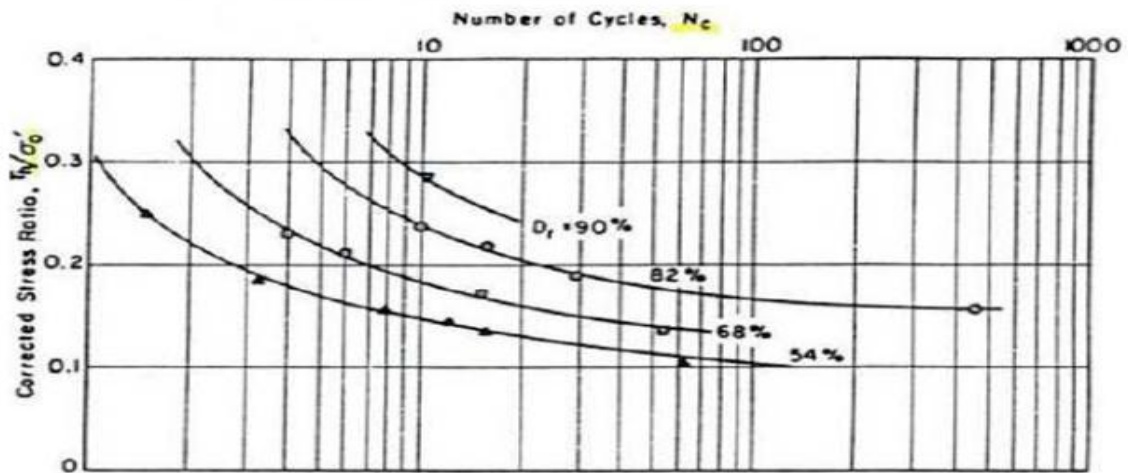


Fig. VI.7. Influence de la densité relative (d'après A. Pecker, 1984).

#### VI.1.4.3. La saturation

L'augmentation de la pression interstitielle créée par le cisaillement résulte de la tendance à la variation de volume du sol. Dans un échantillon parfaitement saturé et en conditions non drainées, la variation de volume totale est nulle et, l'eau interstitielle étant nettement moins compressible que le squelette, la tendance à la variation de volume est entièrement contrebalancée par l'augmentation de la pression de l'eau.

Dans un échantillon partiellement saturé, la variation de volume est possible par compression de l'air occlus. Il en résulte une augmentation plus faible de la pression interstitielle et donc, en conditions non drainées, une résistance au cisaillement cyclique plus élevée

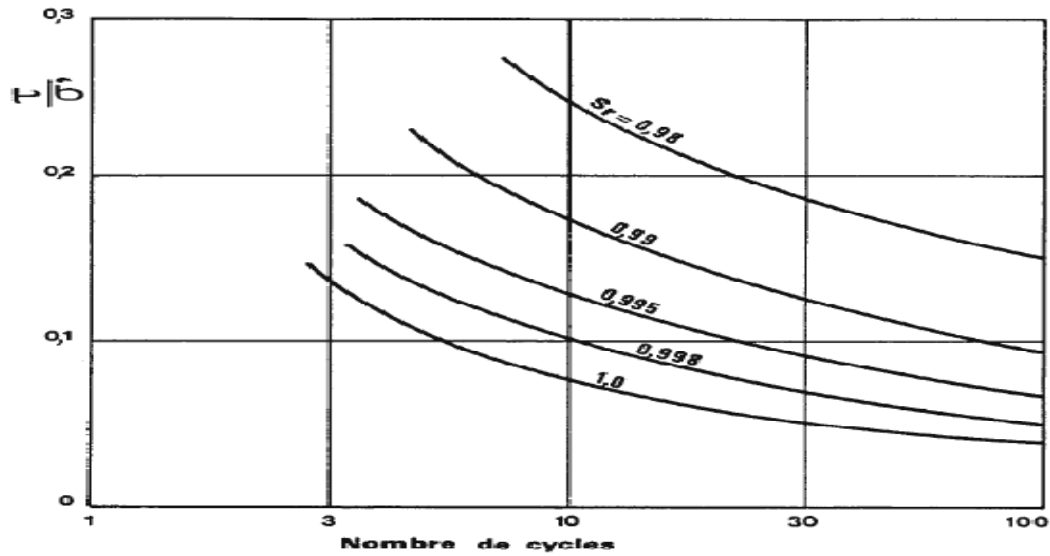


Fig. VI.8. Influence du degré de saturation sur la résistance au cisaillement cyclique (d'après A. Pecker, 1984).

#### VI.1.4.4. La structure du sol

On désigne par structure la forme des grains et l'arrangement de ceux-ci. Cette structure résulte du mode de formation du dépôt et de l'histoire des contraintes et déformations subies depuis cette formation. Il est important de réaliser que, les grains n'étant ni sphériques ni tous identiques, il est possible d'associer plusieurs arrangements des grains.

La variation de la résistance au cisaillement cyclique résulte des différences du mode de dépôt et de la structure des assemblages formant. La structure la moins stable correspond à un assemblage où l'angle moyen, formé par les plans de contact entre grains et la direction des sollicitations, est égale à  $45^\circ$  [SEED et al, 1975].

La figure VI.9 présente les courbes de résistance au cisaillement cyclique mesurée sur des éprouvettes d'un même sable, préparé à la même densité mais par des méthodes de mise en place différentes [MULILIS et al, 1975].

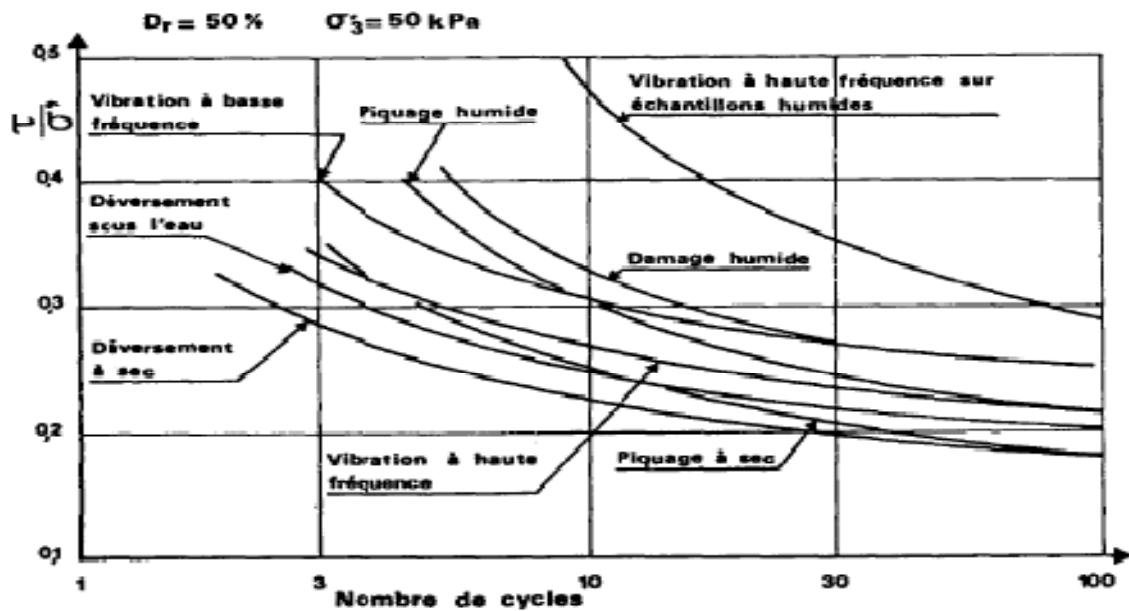


Fig. VI.9. Influence de la structure sur la R.C.C. (d'après Mulilis et al 1975).

#### VI.1.4.5. La profondeur de la nappe phréatique

La profondeur à la nappe phréatique a un grand effet sur la susceptibilité de liquéfaction d'un dépôt de sable et peut aussi avoir une grande influence sur le mécanisme de rupture du sol. Dans les massifs de sol où la nappe phréatique a plus de 4 à 5 m de profondeur, les effets de la liquéfaction particulièrement ceux qui sont dus à la rupture hydraulique, deviennent énormément rares et peuvent être nuls si l'intensité de la secousse est modérée (environ 0.2 g).

En général, si le niveau de la nappe phréatique est de l'ordre de 10 m ou plus au-dessous de la surface du sol, l'apparition de la liquéfaction dans n'importe quel mécanisme de rupture est fortement peu probable, à moins que la secousse soit grave et la situation du site contribue à leur formation.

#### VI.1.4.6. Influence de l'histoire des contraintes et déformations

La nature du sable caractérise le mode de formation du dépôt et l'histoire des sollicitations subies jusqu'à l'état de contrainte actuel attribuent au sol une structure

caractérisée par une compacité et un certain arrangement des grains. Tous ces matériaux ont une grande influence sur la résistance au cisaillement cyclique non drainée du sol.

Un fuseau granulométrique des matériaux liquéfiables est donné sur la figure V.10 [THOMPSON-EMERY, 1976].

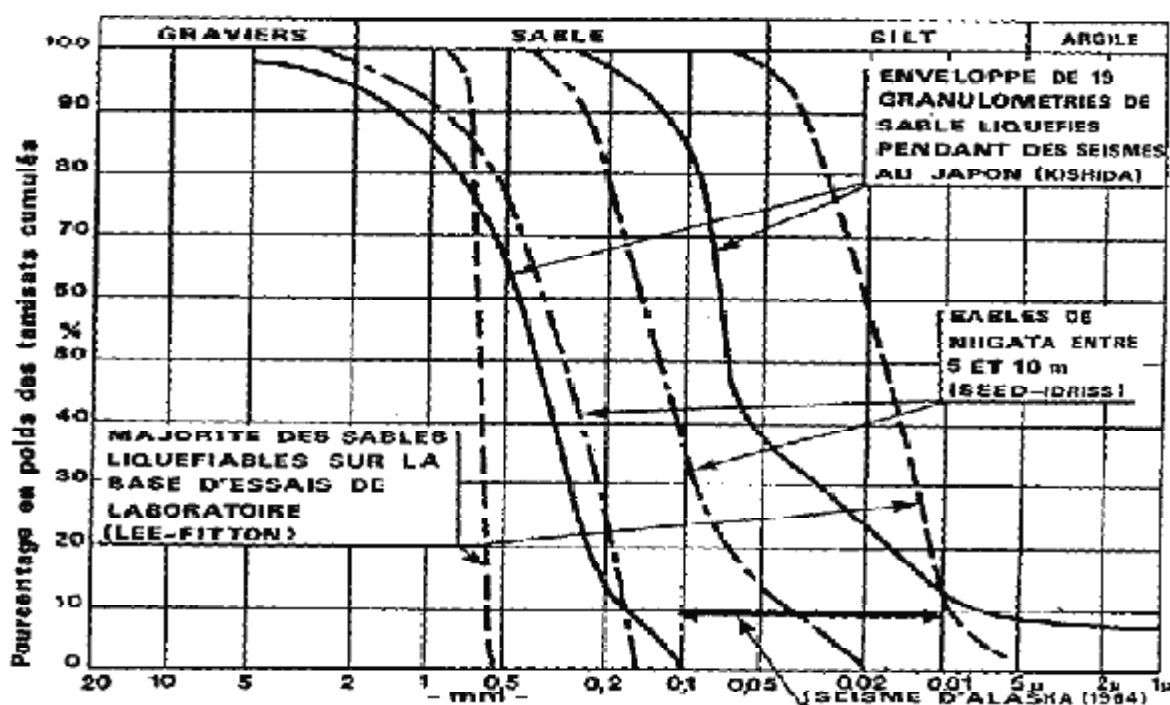


Fig. VI.10. Fuseau granulométrique des sols liquéfiables (d'après A. Pecker, 1984).

#### VI.1.4.7. L'incrément de contrainte appliqué

Dans la réalité, la liquéfaction est induite par des sollicitations dynamiques tri-directionnelles.

En laboratoire les essais sont réalisés pour des sollicitations unidirectionnelles. Sur une table vibrante ils ont tenté d'effectuer plusieurs expériences, pour mettre en évidence ce phénomène de liquéfaction. Ils ont rempli un récipient de sable humide qu'ils avaient soumis à des vibrations répétées. Ces vibrations détruisent les liaisons de contact entre les grains de sable. Le sol se compacte et l'eau qui ne peut pas être drainée par le fond du bac remonte à la surface du fait de l'augmentation de la pression. Cette eau sous pression entre les grains de

sable empêche en partie leur cohésion (bien que les grains se soient rapprochés) ce qui rend le sable moins portant: les objets en surface s'enfoncent avec le sable.



Fig. VI.11. Expérience de la table vibrante.

Par contre les vibrations horizontales engendrent des déformations de cisaillement dans deux directions. L'étude sur table vibrante de l'influence d'une vibration horizontale bidirectionnelle fait apparaitre une diminution de la résistance au cisaillement cyclique du sable. Cette diminution reste cependant limitée ; il est admis que la résistance au cisaillement cyclique sous sollicitation bidirectionnelle est égale à 90% environ de la résistance au cisaillement cyclique assurée sous sollicitation unidirectionnelle (**Seed et al. 1975**).

VI.1.4.8. L'âge du dépôt

L'expérience montre que l'âge du dépôt peut avoir une influence notable sur sa résistance au cisaillement cyclique. Plus le dépôt est ancien, plus sa résistance est élevée, plus il est peu liquéfiable. Le tableau VI.2 ci-dessous montre la susceptibilité à la liquéfaction des dépôts sédimentaires en fonction de leur âge de formation.

Tableau .VI.2. Susceptibilité de liquéfaction des dépôts sédimentaires pendant les grandes secousses (d'après Youd et Perkins, 1978, cités par E. Kavazanjian. Jr et al, 1997).

TYPE DU DEPOT	DISTRIBUTION GENERALE DES SEDIMENTS NON COHERENTS DANS LES DEPOTS	LA PROBABILITE QUE LES SEDIMENTS NON COHERENTS SOIENT SUSCEPTIBLES A LA LIQUEFACTION EN CAS DE SATURATION (EN FONCTION DE L'AGE DU DEPOT)			
		< 500 ans	Holocène	Pléistocène	Pré-Pléistocène
Les dépôts continentaux					
Canal de rivière	Localement variables	très importante	importante	faible	très faible
Les plaines inondées	Localement variables	importante	modérée	faible	très faible
Les plaines marines	Répondus	–	faible	très faible	très faible
Les plaines alluviales	Répondus	modérée	faible	faible	très faible
Les deltas	Répondus	importante	modérée	faible	très faible
Les talus	Répondus	faible	faible	très faible	très faible
Les dunes	Répondus	importante	modérée	faible	très faible
Les tufs	Rares	faible	faible	très faible	très faible
Les zones côtières					
Les deltas	Répondus	très importante	importante	faible	très faible
Plages à grande énergie de vagues	Répondus	modérée	faible	très faible	très faible
Plages à faible énergie de vagues	Répondus	importante	modérée	faible	très faible
Les lagunes	Localement variables	importante	modérée	faible	très faible
Les rivages antérieurs	Localement variables	importante	modérée	faible	très faible
Les dépôts artificiels					
Les Dépôts non compactés	Variable	très importante	–	–	–
Les dépôts compactés	Variable	faible	–	–	–

### VI.1.5. Evaluation du potentiel de liquéfaction par l'essai in situ (SPT)

#### VI.1.5.1. Evaluation du rapport de contrainte cyclique (CSR, cyclic stress Ratio)

Le rapport de la contrainte cyclique (CSR), est calculé par la formule donnée par Seed et Idriss en 1971 :

$$CSR = \left( \frac{\tau}{\sigma'_0} \right) = 0.65 \left( \frac{amax}{g} \right) \left( \frac{\sigma_0}{\sigma'_0} \right)$$

Avec :

$\tau_{av}$ : La contrainte de cisaillement développée par la sollicitation sismique ;

$\sigma'_0$ : La contrainte verticale effective ;

$\sigma_0$ : La contrainte verticale totale ;

$a_{max}$ : L'accélération horizontale maximale a la surface du sol produite par le tremblement de terre ;

$g$ : L'accélération de la pesanteur ;

$r_d$ : Coefficient correcteur de réduction de la contrainte de cisaillement, décroissant avec la profondeur,  $Z$ , exprimée en mètre.

L'accélération horizontale maximale a la surface du sol est prise égale :  $a_{max} = 0.35 g$   
Tokimatsi et Yoshimi cite par Robertson ont propose la relation suivante pour le calcul de  $r_d$ :

$$r_d = 1 - 0.015Z$$

NCEER-97 a recommandé les relations suivantes pour déterminer le coefficient correcteur de réduction de la contrainte de cisaillement de ( $r_d$ ):

$$r_d = 0.1 - 0.00765Z \quad Z \leq 9.15(m); \quad (1)$$

$$r_d = 0.1 - 0.0267Z \quad 9.15 < Z \leq 23(m). \quad (2)$$

avec :

$Z$  : est la profondeur au dessous de la surface, à l'endroit ou la contrainte est évaluée.

Les valeurs moyennes de  $r_d$  calculées à partir de la formule (2) sont indiquées par la figure.

VI.12 :

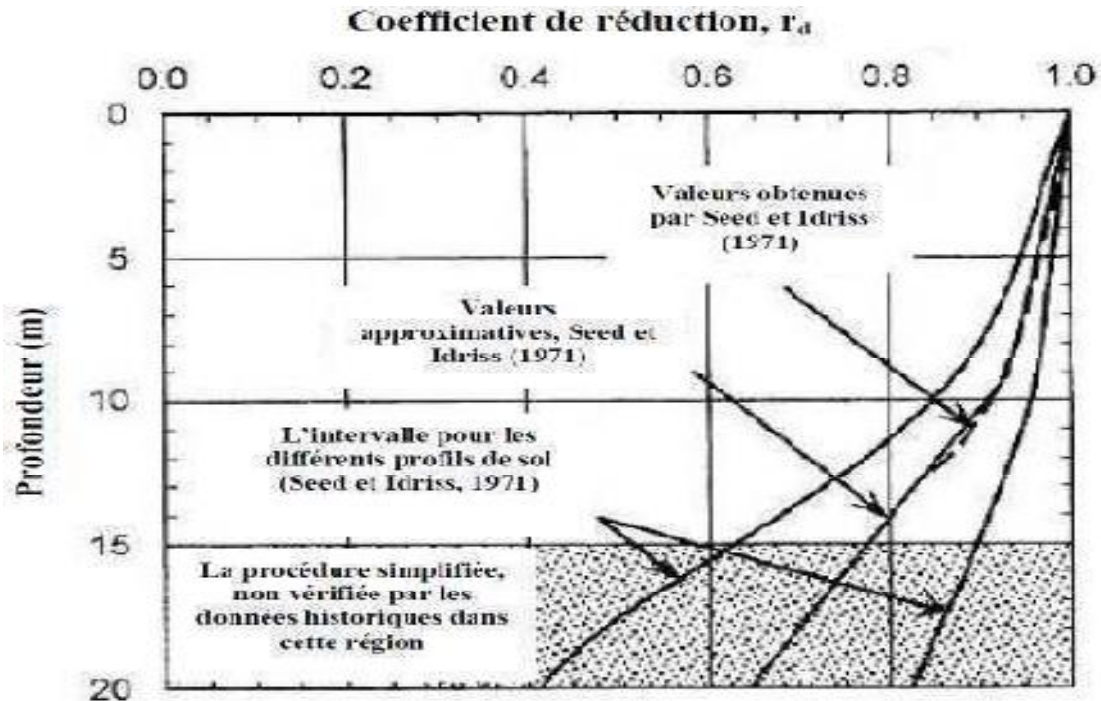


Fig. VI .12. Variation du coefficient  $r_d$  avec la profondeur (Seed et Idriss, 1971).

### VI.1.5.2. Evaluation du rapport de la résistance cyclique (CRR, cyclic Resistance Ratio)

La résistance cyclique CRR, est obtenue par le rapport entre la contrainte de résistance au cisaillement et la contrainte de confinement effective :

$$CRR = \frac{\tau}{\sigma'_0}$$

Avec :

$\tau$  : La résistance au cisaillement cyclique non drainée ;

$\sigma'_0$  : La contrainte verticale effective.

La détermination de la résistance au cisaillement cyclique non drainée peut s'envisager à partir des essais de laboratoire ou d'essais in situ.

### VI.1.6. Méthode de Seed-Idriss

Les premières études visant à classifier et quantifier les sols en fonction de leur sensibilité à la liquéfaction ont été entreprises par H.B. Seed. Idriss. Ce dernier a développé une méthode reposant sur les résultats acquis au SPT (1979, cite par Robertson P.K et Fear C.E., 1996) sur plusieurs sites où la liquéfaction est apparue. La banque de données ainsi constituée a permis de déterminer un critère de liquéfaction en fonction de la nature du sol (plus exactement de sa teneur en fines), de sa résistance au SPT et de l'intensité de la sollicitation (CSR).

Les points ainsi collectés sont placés sur un graphique (voir figure VI.13) où Seed fait apparaître trois courbes limites pour des matériaux sableux contenant 5, 15 et 35% de fines (on entend par fines, les matériaux de diamètre inférieur à 76  $\mu\text{m}$ ). Notons que ces courbes sont valables uniquement pour une magnitude de référence fixée à 7,5.

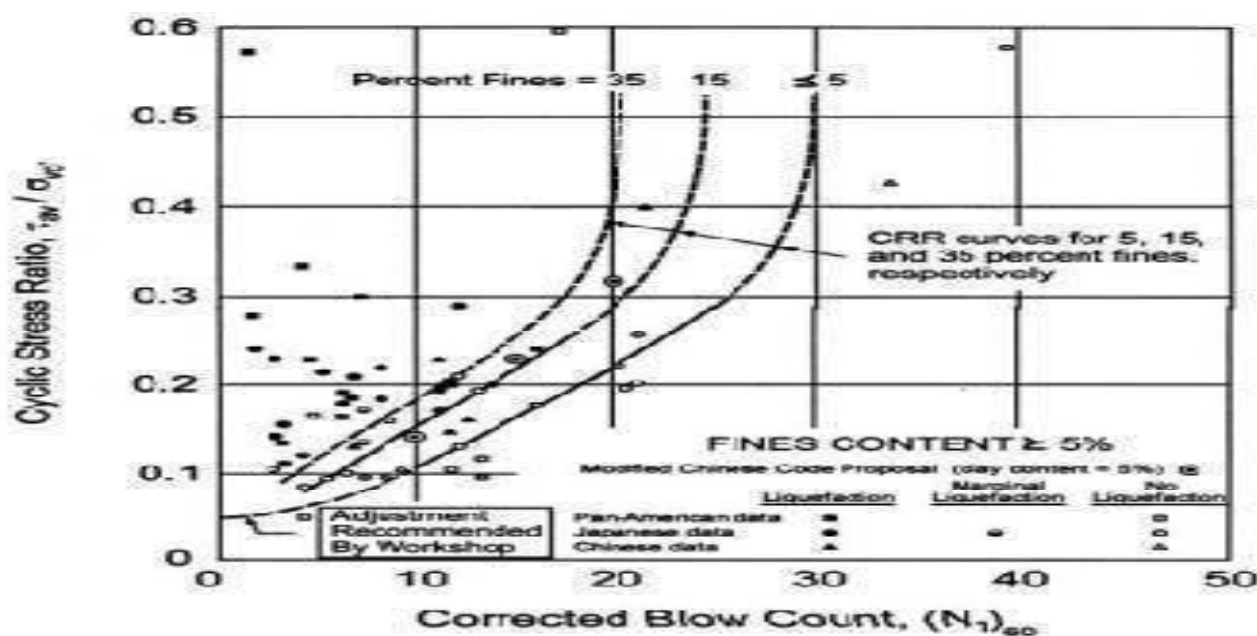


Fig. VI.13. Courbe simplifiée recommandée pour le calcul du CRR à partir de donnée SPT (Méthode Seed et al. 1985, cite par Luc LEPETIT, 2002).

La courbe de référence est choisie pour un pourcentage de fines (FC) inférieur ou égal à 5 ; correspondant à un sable propre. L'expérience a montré que pour la même valeur de  $(N_1)_{60}$ , le sable silteux est moins susceptible de se liquéfier qu'un sable propre. Il est donc

nécessaire de proposer un ajustement des courbes établies pour des sols comportant plus de 5% de fines.

Deux méthodes existent pour effectuer une telle correction : l'une est proposée par Stark et Olsen (1995), l'autre par Seed et Idriss (1997).

#### **VI.1.6.1. Correction apportée par Stark et Olsen (1995)**

La méthode de Stark et Olsen consiste à calculer un incrément de résistance à apporter à la mesure au SPT :

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60}$$

L'incrément de résistance  $\Delta(N_1)_{60}$  dépend de la teneur en fines. On peut se reporter à un graphe pour obtenir la valeur de cet incrément ou traduit de façon analytique qui se calcule de la façon suivante (tableau. V.3) ;

Tableau. VI.3. Facteurs de correction pour le passage de  $(N_1)_{60}$  à  $\Delta(N_1)_{60}$  (Seed, 1996, cite par **Luc LEPETIT**, 2002).

Contenu en fines particules FC(%)	$\Delta(N_1)_{60}$
$FC \leq 5\%$	0
$5\% \leq FC \leq 35\%$	$0,24(FC-5)$
$35\% \leq FC$	7,2

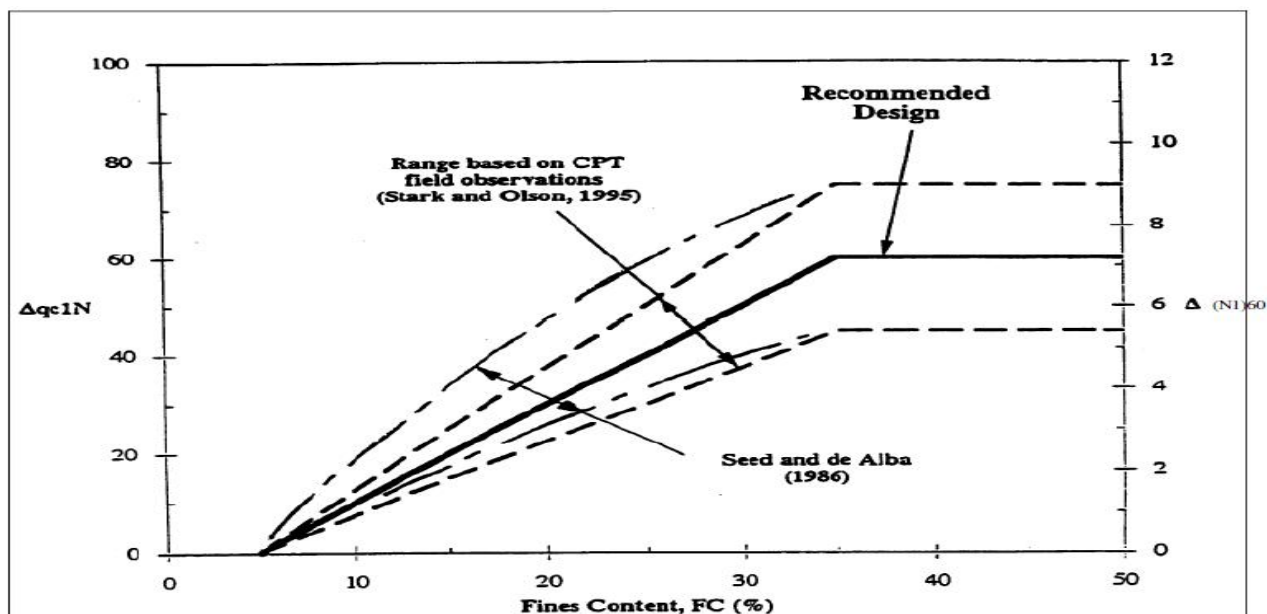


Fig. VI.14. Corrections sur les résistances en fonction de la teneur en fines (Seed, 1996, cite par **Luc LEPETIT**, 2002)

#### VI.1.6.2. Correction apportée par Seed et Idriss (1997)

Plus récemment, Seed et Idriss ont propose une correction qui a été validée par le groupe de travail du NCEER (National Centre for Earthquake Engineering Research) qui s'est tenu a Salt Lake City en Janvier 1996. Cette correction a apporté sur le  $(N_1)_{60}$  est la suivante :

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta(N_1)_{60}$$

$\alpha$  et  $\beta$  c'est des coefficients de correction pour le passage de  $(N_1)_{60}$  à  $(N_1)_{60cs}$  qui dépendent de la teneur en fines (FC) du matériau (voir tableau. VI.4) ;

Tableau. VI.4. Facteurs de correction pour le passage de  $(N_1)_{60}$  à  $\Delta(N_1)_{60}$  (Seed et Idriss, 1997, cite par **Luc LEPETIT**, 2002)

FC(%)	$\alpha$	$\beta$
$FC \leq 5\%$	0	1,0
$5\% \leq FC \leq 35\%$	$\exp[1,76 - (190/FC^2)]$	$[0,99 + (FC^{1,5}/1000)]$
$35\% \leq FC$	1,0	1,2

Une formule analytique est proposée par Blake (1997) pour la courbe  $CRR_{7,5}$  de référence correspondant à  $FC \leq 5\%$ ; elle s'écrit sous la forme suivante ;

$$CRR_{7,5} = \frac{a + c \cdot x + e \cdot x^2 + g \cdot x^3}{1 + b \cdot x + d \cdot x^2 + f \cdot x^3 + h \cdot x^4}$$

Avec :

$$x = (N_1)_{60cs};$$

$$a = 0,048;$$

$$b = -0,1248;$$

$$c = -0,004721;$$

$$d = -0,009578;$$

$$e = 0,0006136;$$

$$f = -0,0003285;$$

$$g = -1,672 \cdot 10^{-6};$$

$$h = 3,714 \cdot 10^{-6}.$$

Cette formule est valable pour des résistances  $(N_1)_{60cs}$  inférieures à 30.

Dans le cas contraire, on fixe  $CRR_{7,5} = 1,2$ . De même, pour des valeurs de  $(N_1)_{60cs}$  inférieures à 3, la formule n'est plus valable ; elle est remplacée par une courbe coupant l'axe des ordonnées en 0,05 (voir figure. VI.12). Ce dernier point a été précisé par consensus général de la part des participants au groupe de travail de la NCEER de 1996.

La CRR peut être évaluée par l'équation proposée par Rauch qui simule la courbe donnée par l'abaque de la figure. VI.12 ;

$$CRR_{7,5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{135} + \frac{50}{[10(N_1)_{60} + 45]^2} - \frac{1}{200}$$

Le facteur de correction  $C_N$ , généralement, utilise pour l'effet de la contrainte effective du terrain de recouvrement, pour les valeurs mesurées de  $N$ , est celui proposé par Liao et Whitman, 1986 :

$$C_N = \left( \frac{Pa}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5}$$

Avec :

$\sigma'_{v0}$ : est exprimée avec la même unité que la pression atmosphérique  $P_a$ ;

$(N)_{60}$  : est corrigé en  $(N_1)_{60}$ , qui est le  $(N)_{60}$  a 100 kPa, par la formule :

$$(N_1)_{60} = C_N \cdot (N)_{60}$$

Les (*CRR*) dérivés du diagramme normal standard dans la figure (VI.15) pour une magnitude de tremblement de terre de  $M = 7,5$  sont mesurés pour d'autres grandeurs de magnitudes par le facteur de graduation de la magnitude, ( $K_m$ ) selon l'équation :

$$CRR_m = K_m * CRR_{7.5}$$

Avec :

$K_m$ : facteur de graduation de la magnitude.

Les facteurs de graduation de la magnitude  $K_m$  développés par Idriss sont montrés dans le tableau (VI.5) en même temps que les facteurs originaux de Seed et Idriss et les facteurs proposés par Ambraseys (W.D.L.Finn, 2002). Les facteurs proposés par Seed et Idriss sont les plus utilisés.

Tableau. VI.5. Différents facteurs de graduation pour différentes magnitudes  
(**Youd et Idriss, 2001**)

Magnitude M	Seed et Idriss, 1982	Idriss, 1995	Ambraseys, 1988
5.5	1.43	2.20	2.86
6.0	1.32	1.76	2.20
6.5	1.19	1.44	1.69
7.0	1.08	1.19	1.30
7.5	1.00	1.00	1.00
8.0	0.94	0.84	0.67
8.5	0.89	0.72	0.44

Les facteurs proposés par Idriss peuvent être aussi calculés par l'équation suivante :

$$K_m = \frac{10^{2,24}}{M^{2,56}}$$

Une fois le  $CRR_{7,5}$  calculé en chaque point de mesure, on le compare au CSR du projet lui correspondant. Ainsi le coefficient de sécurité vis-à-vis du risque de liquéfaction  $F_S$  est obtenu en effectuant le rapport entre le  $CRR_{7,5}$  et le CSR que l'on ajuste par le facteur de magnitude  $K_m$  qui tient compte de la magnitude de projet. On a ainsi ;

$$F_S = \left( \frac{CRR_{7,5}}{CSR} \right) \left( \frac{10^{2,24}}{M^{2,56}} \right)$$

La liquéfaction peut être estimée selon le coefficient de sécurité comme suit ;

- |   |                     |
|---|---------------------|
| Ø Pas de liquéfaction Zones non liquéfiables ou | $F_S > 2,0$ ;       |
| Ø Liquéfaction peu probable                     | $1,5 < F_S < 2,0$ ; |
| Ø Liquéfaction probable                         | $1,0 < F_S < 1,5$ ; |
| Ø Liquéfaction quasi certaine                   | $F_S < 1,0$ .       |

On ne sait pas encore quelle valeur de  $F_S$  semble la plus appropriée pour éviter la liquéfaction.

La National Academy of Science aux Etats-Unis (NAS, 1985) a proposé une valeur de  $F_S$  égale à 1,33 si le séisme de calcul pour le site se base sur une probabilité au dépassement jugée raisonnable.

D'après le RPA 99, les sols sont réputés liquéfiables lorsque le rapport de résistance à la liquéfaction sur la contrainte de cisaillement engendrée par le séisme est inférieur à 1,25 c'est-à-dire ;

$$\frac{CRR}{CSR} < 1,25$$

### **VI.1.7. L'évaluation des effets de la liquéfaction**

La liquéfaction peut affecter la performance des constructions de génie civil de différentes manières. Le phénomène de liquéfaction peut changer le mouvement du sol en termes d'amplitude, de fréquence et de durée. Les effets que peut engendrer la liquéfaction des sols sont :

- Ø Les effets sur la réponse du site ;
- Ø Les tassements ;
- Ø Les glissements de terrain;
- Ø L'épandage latéral;
- Ø La rupture des fondations.

## **VI.2. Étude géotechnique et évaluation du potentiel de Liquéfaction sur le site de Bejaïa**

### **VI.2.1. Introduction**

Le laboratoire des travaux publics de l'Est-Antenne de Bejaia a été chargé par l'Entreprise portuaire de Bejaia, en date du 2010, de l'étude géotechnique du site devant servir à l'extension du nouveau quai-poste 24 du port de Bejaia.

Plusieurs essais in situ et laboratoire ont été réalisés pour mieux connaître le site, et déterminer les paramètres physiques et mécaniques du sol. L'exploitation de ces essais on été effectuée dans le but d'estimer le potentiel de liquéfaction de ce site en utilisant la méthode de Seed et Idriss

Cette étude a pour but, après une description des formations géologiques du sol (géométrie, caractéristiques géotechniques) de recommander le type de fondation, l'ancrage des semelles, et le taux de travail compatible avec les tassements, ainsi que de cerner les risques géotechniques éventuels tels que : l'agressivité des sols, gonflement, drainage, instabilité,...etc.

### **VI.2.2. Reconnaissance du site**

#### **VI.2.2.1. Situation**

L'assiette du projet est située à l'intérieur du port de Bejaia, le long de complexe.

#### **VI.2.2.2. Topographie du site**

Le site est situé le long du rivage, il est plat.

#### **VI.2.2.3. Géologie**

La carte géologique de Bougie, montre que la géologie du site est représentée essentiellement par les alluvions marécageuses d'âge Quaternaire.

### VI.2.3. Reconnaissance des sols

#### VI.2.3.1. Organisation

Sur le site, les essais réalisés sont ;

Trois sondages carottés de 45m de profondeur, dans le but de ;

- Ø Visualiser l'homogénéité et le pendage des couches ;
- Ø Déterminer la nature du sous-sol ;
- Ø Prélever des échantillons pour réaliser des essais au laboratoire.

Dans les forages des sondages N°1 et N°3, des essais au Standard Pénétration Test (S.P.T) ont été réalisés, pour déterminer la résistance mécanique in situ des couches.

- ✓ Deux(2) sondages pressiométrique.
- ✓ Deux(2) sondages de pénétration statique.

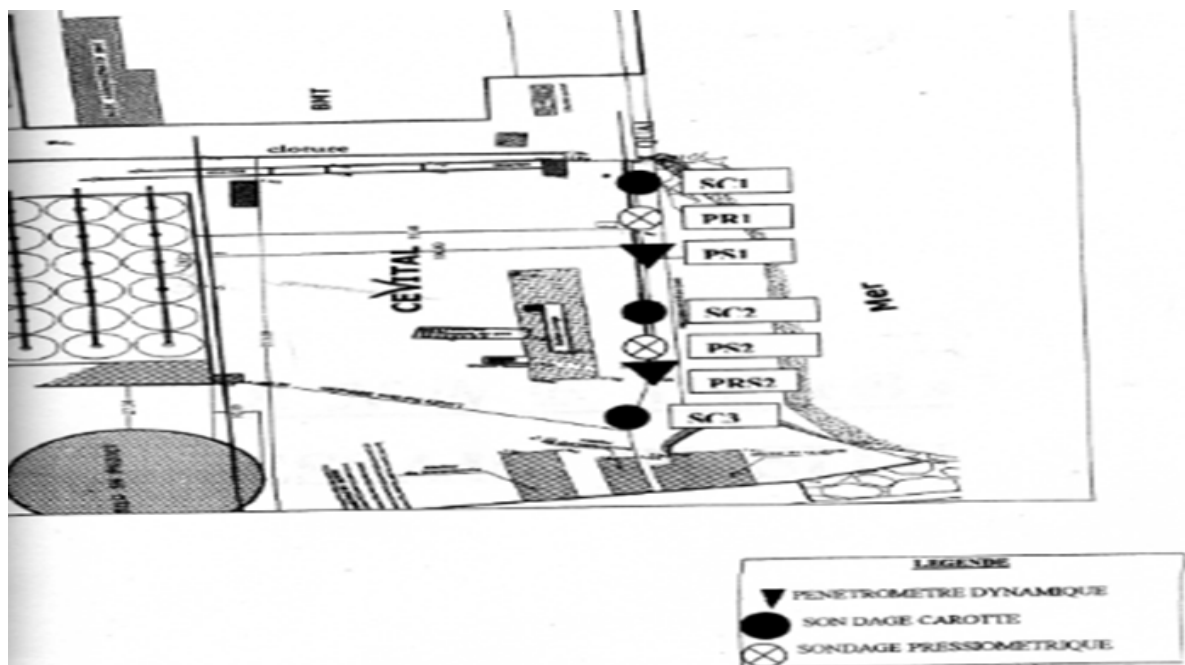


Fig. VI.15. Plan d'implantation des points d'investigation.

### **VI.2.3.2. Interprétations des essais in-situ**

#### **VI.2.3.2.1. Sondages carottés**

L'exploitation des coupes géologiques des sondages carottés indique deux horizons principaux de sol : le premier est de 6m d'épaisseur représenté par les matériaux d'apport(remblai),suivi par un deuxième horizon situé entre 6 et 45m constitué par les intercalations de sables lâches, limons, et vases.

Nous présentons ci-dessous une coupe géologique détaillée du sondage carotté.

- 0.00-1.20m : Couche de béton (la plate forme).
- 1.20-2.60m : Remblais avec des débris de briques.
- 2.60-6.00m : Galets et sables fins.
- 6.00-20.5m : Sables fins, lâches à débris de coquilles, avec passages de la vase entre 8.60et20.50m.
- 20.50-25.00m : Sables limoneux.
- 25.00-27.50m : Sable fins lâches à débris de coquilles.
- 27.50-28.30m : Sables fins, lâches.
- 28.30-29.80m : Sables cimentés par la vase.
- 35.70-41.00m : Vase sableuse compacte à débris de coquilles.
- 41.00-45.00m : Sables fins, lâches.



### VI.2.3.2.2. Essais au Standard Pénétration Test

Cet essai consiste à enfoncer dans le sol par battage un carottier à partir de fond d'un forage, et de noter le nombre de coups de mouton N nécessaires pour faire pénétrer le carottier dans le sol sur une longueur de 30 cm.

$N_0$  : Nombre de coups sur les 30 cm, mesurés 15 cm et 30 cm.

Les essais S.P.T réalisés par pas de 3m donnent les résultats insérés dans les tableaux suivants ;


 S.P.T.N°1

Tableau. VI.6. Résultat de l'essai S.P.T N°1.

Profondeurs en mètre	Résultats d'Essai		
	N1	N2	N= (N1+N2)
03	18	16	34
06	03	03	06
09	05	04	09
12	10	12	22
15	07	07	14
18	09	09	18
21	05	04	09
24	04	05	09
27	15	21	36
30	17	24	41
33	08	08	16
36	11	08	19
42	15	22	37
45	10	23	33


 S.P.T.N°2

Tableau. VI.7. Résultat de l'essai S.P.T N°2.

Profondeurs en mètre	Résultats d'Essai		
	N1	N2	N= (N1+N2)
03	12	11	23
06	05	05	10
09	06	05	11
12	12	10	22
15	09	10	19
18	05	07	12
21	07	06	13
24	08	10	18
27	09	13	22
30	12	15	27
33	14	17	31
36	19	22	41
39	12	17	29
42	16	20	36
45	17	21	38

#### **VI.2.3.2.2.1. Evaluation du risque de liquéfaction par l'essai SPT (N°1 et N°2)**

Le coefficient de sécurité à la liquéfaction a été estimé pour ces 2 sondages, pour les différentes couches, en utilisant les formules de Seed et Idriss pour des séismes de magnitude 7.5 et 6,8 et des accélérations de 0.2g et 0.3g.

Tableau .VI .8. Evaluation du risque de liquéfaction par l'essai SPT N°1.

Prof	(N)60	$\bar{\sigma}_v$	CN	$\sigma'_{v0}$ (KN/m2)	$\sigma'_{v0}$ (KN/m2)	rd	(N1)60	CSR(a max=0.2g)	CSR(a max=0.3g)	CRR7.5	Fs(M 7,5)		Fs(M 6,8)	
											Fs(0.2g)	Fs(0.3g)	Fs(0.2g)	Fs(0.3g)
3	34	1800	2.041	60	24	0.955	69.402	0.3103	0.465	0.480	Fs(0.2g)	Fs(0.3g)	Fs(0.2g)	Fs(0.3g)
6	6	1875	1.380	120	52.5	0.91	8.280	0.270	0.405	0.098	1.548	1.032	1.990	1.327
9	9	1900	1.111	180	81	0.865	10	0.249	0.374	0.113	0.363	0.242	0.466	0.311
12	22	1875	0.975	240	105	0.82	21.469	0.243	0.365	0.234	0.452	0.301	0.581	0.387
15	14	1955	0.835	300	143.25	0.775	11.697	0.210	0.316	0.128	0.962	0.641	1.236	0.824
18	18	1682.35	0.902	360	122.823	0.73	16.241	0.278	0.417	0.172	0.608	0.405	0.781	0.521
21	9	1900	0.727	420	189	0.685	6.546	0.197	0.296	0.084	0.620	0.413	0.797	0.531
24	9	2000	0.645	480	240	0.64	5.809	0.166	0.249	0.078	0.424	0.282	0.545	0.363
27	36	2100	0.580	540	297	0.595	20.889	0.140	0.210	0.226	0.469	0.313	0.603	0.402
30	41	2150	0.538	600	345	0.55	22.073	0.124	0.186	0.243	1.611	1.074	2.071	1.381
33	16	2400	0.465	660	462	0.505	7.443	0.093	0.140	0.091	1.954	1.302	2.511	1.674
36	19	2420	0.442	720	511.2	0.46	8.403	0.084	0.126	0.099	0.973	0.648	1.250	0.833
42	37	2500	0.413	780	585	0.415	14.741	0.071	0.107	0.157	1.178	0.785	1.514	1.009
45	33	2700	0.374	840	714	0.37	11.931	0.056	0.084	0.130	2.454	1.636	3.154	2.102

Tableau .VI .9. Evaluation du risque de liquéfaction par l'essai SPT N°2.

Prof	(N)60	D	CN	$\sigma_{vo}$ (KN/m2)	$\sigma'_{vo}$ (KN/m2)	rd	(N1)60	CSR(a) max=0.2g	CSR(a) max=0.3g	CRR7.5	Fs(M 7,5)		Fs(M 6,8)	
											Fs(0.2g)	Fs(0.3g)	Fs(0.2g)	Fs(0.3g)
3	23	1800	2.041	60	24	0.955	46.948	0.3103	0.465	0.265	Fs(0.2g)	Fs(0.3g)	Fs(0.2g)	Fs(0.3g)
6	10	1875	1.380	120	52.5	0.91	13.801	0.270	0.405	0.148	0.855	0.570	1.099	0.733
9	11	1900	1.111	180	81	0.865	12.222	0.249	0.374	0.133	0.548	0.365	0.704	0.469
12	22	1875	0.975	240	105	0.82	21.469	0.243	0.365	0.234	0.533	0.355	0.684	0.456
15	19	1955	0.835	300	143.25	0.775	15.874	0.210	0.316	0.168	0.962	0.641	1.236	0.824
18	12	1682.35	0.902	360	122.823	0.73	10.827	0.278	0.417	0.120	0.800	0.533	1.028	0.685
21	13	1900	0.727	420	189	0.685	9.456	0.197	0.296	0.108	0.433	0.288	0.556	0.370
24	18	2000	0.645	480	240	0.64	11.618	0.166	0.249	0.127	0.547	0.364	0.703	0.468
27	22	2100	0.580	540	297	0.595	12.765	0.140	0.210	0.138	0.766	0.511	0.985	0.657
30	27	2150	0.538	600	345	0.55	14.536	0.124	0.186	0.155	0.983	0.655	1.263	0.842
33	31	2400	0.465	660	462	0.505	14.422	0.093	0.140	0.154	1.249	0.833	1.605	1.070
36	41	2420	0.442	720	511.2	0.46	18.133	0.084	0.126	0.193	1.644	1.096	2.113	1.409
39	29	2500	0.413	780	585	0.415	11.990	0.071	0.107	0.131	2.294	1.529	2.948	1.965
42	36	2700	0.374	840	714	0.37	13.472	0.056	0.084	0.145	1.821	1.214	2.341	1.560
45	23	2700	0.361	900	765	0.325	46.948	0.049	0.049	0.265	2.562	1.708	3.293	2.195



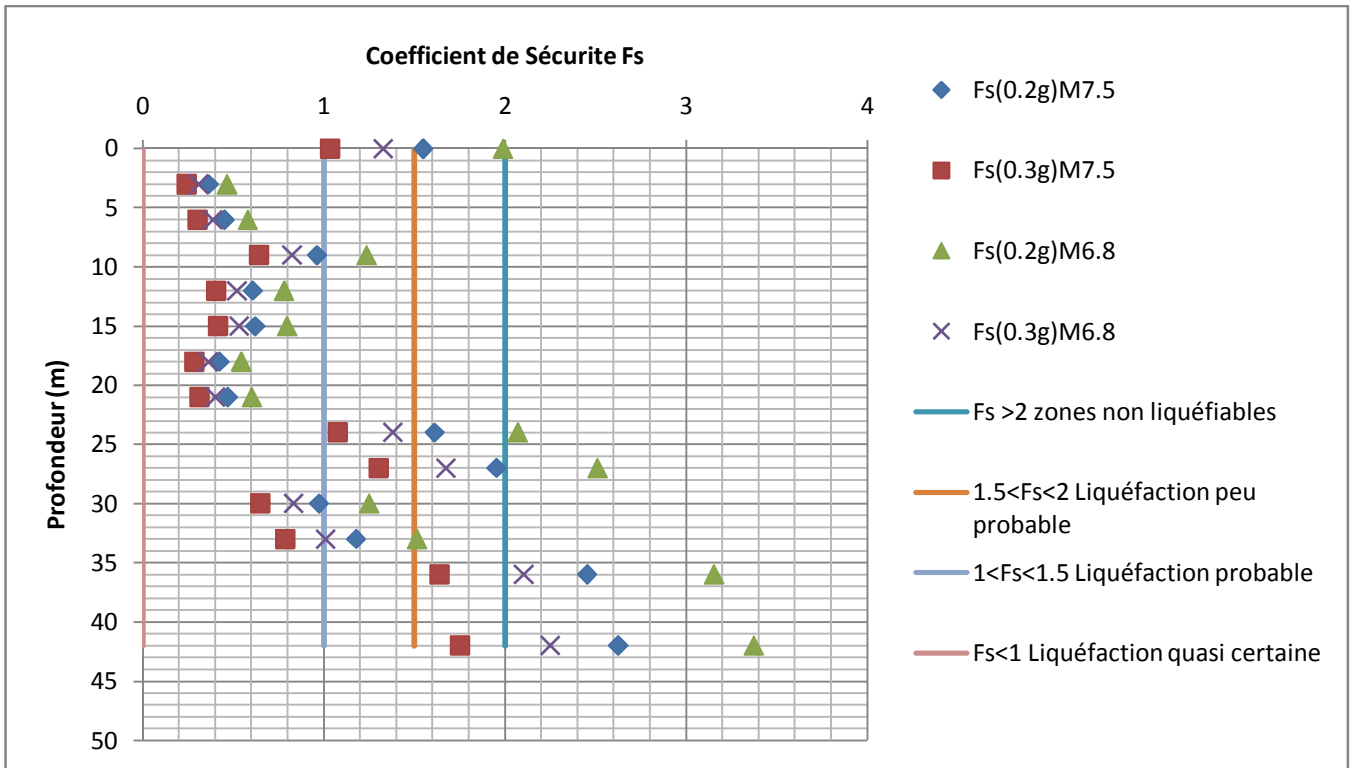


Fig. VI.16. Evaluation du risque de liquéfaction pour l'essai SPT N°1.

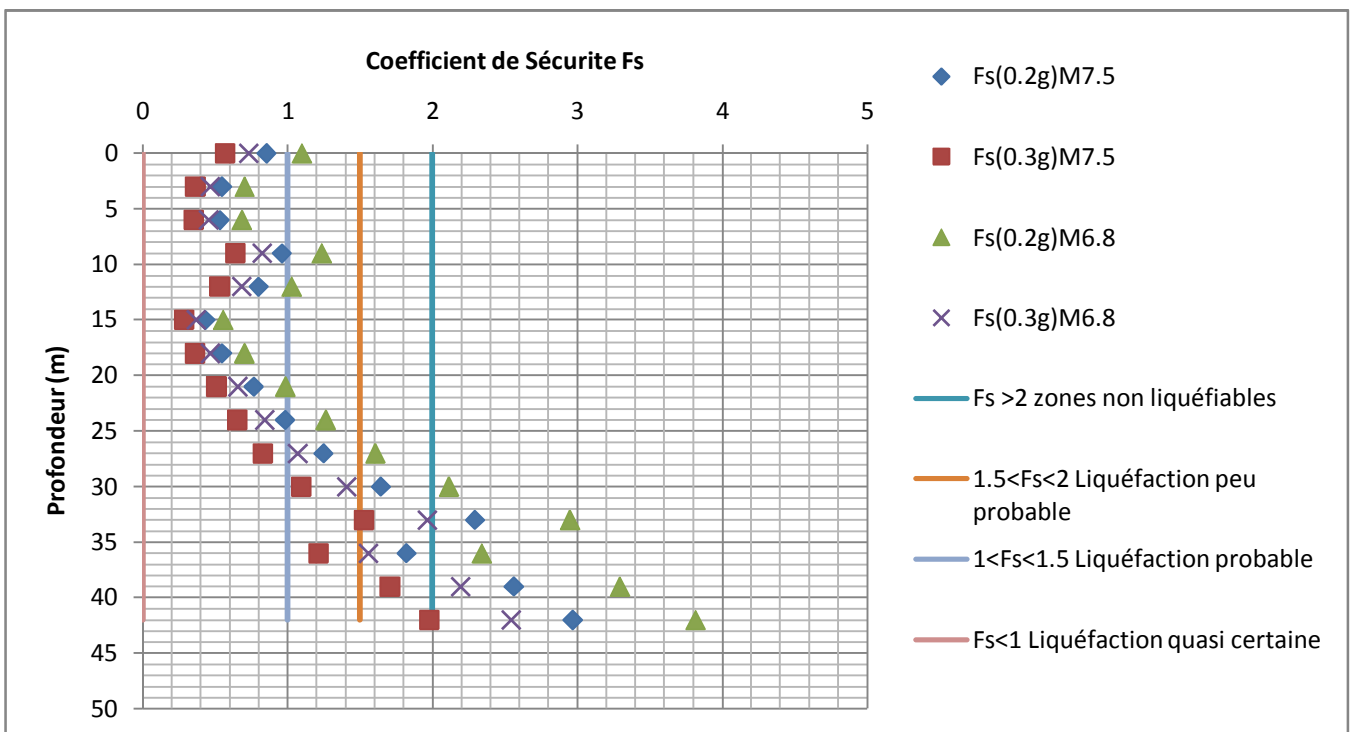


Fig. VI.17. Evaluation du risque de liquéfaction pour l'essai SPT N°2.

### Ø Observation

1-Les coefficients de sécurité diminuent avec la diminution de la magnitude du séisme, donc une susceptibilité à la liquéfaction plus faible ;

2-De même, les coefficients de sécurité diminuent avec l'augmentation de  $a_{\max}$  (l'accélération horizontale maximale à la surface du sol par le séisme), donc une susceptibilité à la liquéfaction plus élevée.

#### VI.2.3.2.2. Interprétation des résultats

1-Le risque de liquéfaction est plus important dans les profondeurs intermédiaires où se situe la couche de sable. Contrairement en profondeur où se situe la couche de marne, la liquéfaction n'est pas observée ;

2- Les coefficients de sécurité sont en générale inférieure à 1 ;

3-On remarque qu'à certaines profondeurs du sol (les couches de sable), la liquéfaction est quasi certaine puisque les valeurs des coefficients de sécurité obtenues à ces profondeurs sont inférieures à 1. Bien sûr, si la liquéfaction est apparue dans l'une des couches de sol, elle engendra évidemment des désordres dans les couches de sol situant au-dessus de la couche liquéfiée.

### VI.3. Conclusion

L'étude bibliographique nous a permis de faire un état des lieux des connaissances actuelles sur le phénomène de liquéfaction des sols.

L'application de la méthode empirique simplifiée de Seed et Idriss pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction a révélé des coefficients de sécurité inférieurs à 1 à certaines profondeurs, confirmant ainsi, la présence du risque de liquéfaction de ces sols.

## ***Chapitre VII***

# ***Simulation de l'interaction du sol marin avec l'ouvrage portuaire***

## *Chapitre VII*

### *Simulation de l'interaction du sol marin avec l'ouvrage portuaire*

#### **VII.1. Introduction**

Dans ce qui suit, on a considéré le site de port de Bejaïa pour lequel on a déjà identifié les paramètres du comportement du sol à partir de l'essai pressiométrique.

Le profil choisit est de 150 m de largeur et de 60 m de hauteur, divisé 150\*60 éléments avec 7 couches de sol de propriétés différentes.

#### **VII.2. Le maillage**

Le profil du sol a été discrétisé en éléments carrés. Les deux cotés sont fixés dans la direction horizontale (x), et les nœuds à la base du modèle sont fixés dans la direction verticale (y).

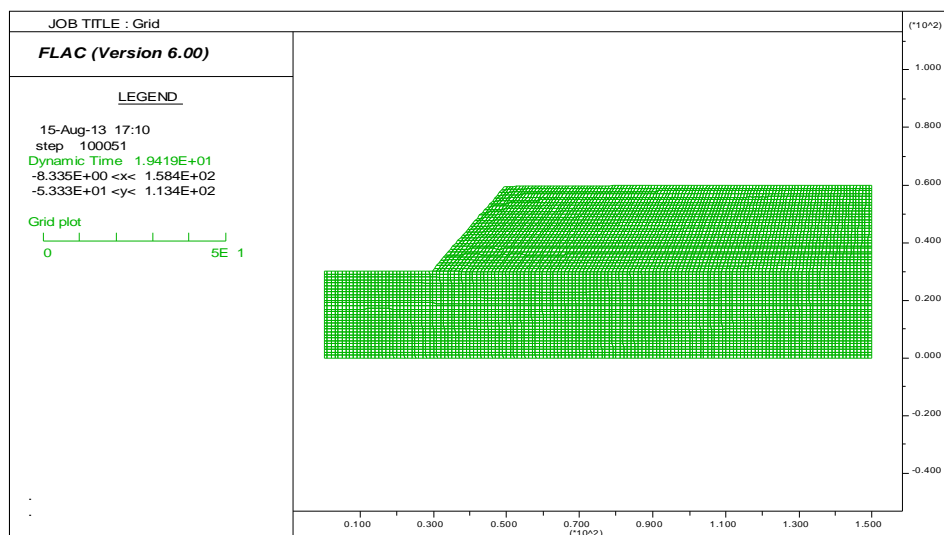


Fig. VII.1. Maillage adopté pour le sol.

### VII.3. Modèle de comportement

Dans cette étude on s'intéressera au modèle élastoplastiques, **Mohr Coulomb**, déjà utilisé dans le processus d'identification le profil est divisé en 7 couches dont les propriétés sont données dans le tableau. VII.1.

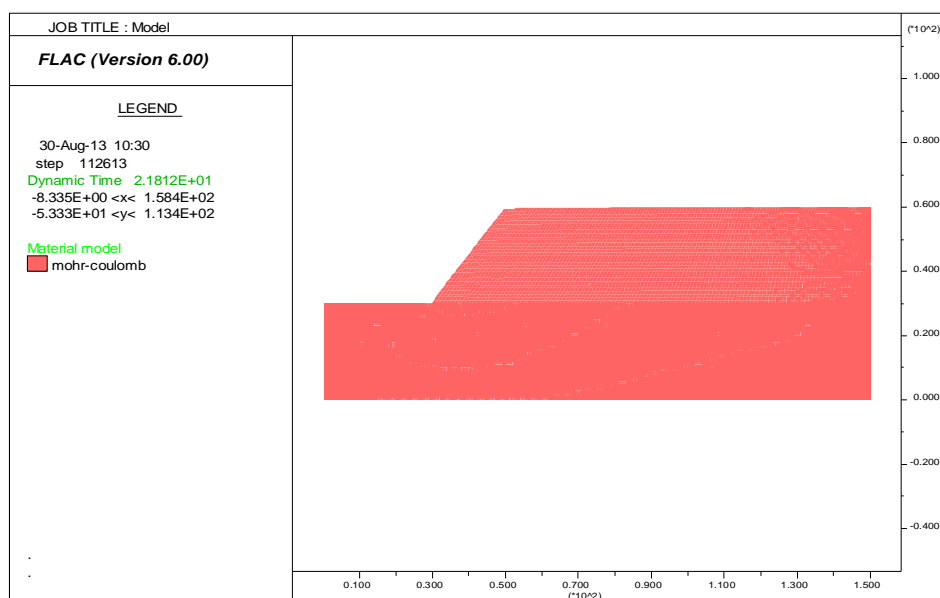


Fig.VII.2. Modèle Mohr Coulomb(Flac<sup>2D</sup>).

Tableau.VII.1. Paramètre utilisé dans la simulation.

Couche	Module de Young E (MPa)	Module de compressibilité K (MPa)	Module de cisaillement G (MPa)	Poids volumétrique $\gamma_{sat}$ (KN/m <sup>3</sup> )	L'angle de frottement $\varphi$ (°)	Cohésion C (KPa)
1	10.20	1.01	0.84	19	24.6	39
2	19.26	0.8	0.682	14.75	26	50
3	15.15	0.5	0.37	18	25	3
4	19.35	8	6.81	19.11	32	0.7
5	19.75	7.3	6.23	18.40	30	0.5
6	24.3	4.09	2.75	19.55	10	19.2
7	181.74	268	69.9	23	7.8	272

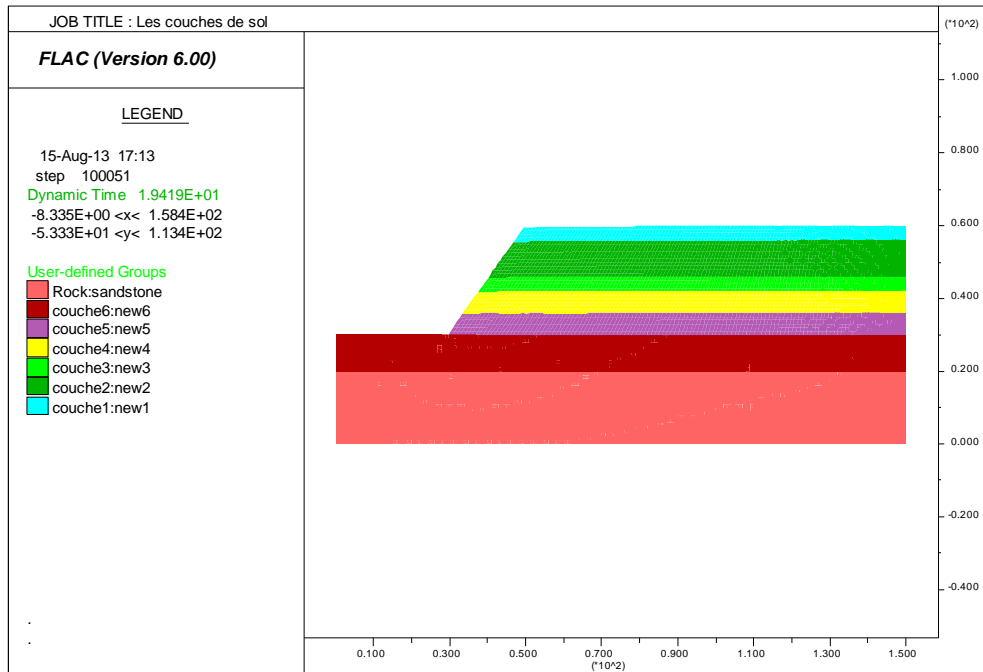


Fig. VII.3. Les couches de sols.

#### VII.4. Définition des conditions aux limites et initiales

Les deux cotés sont fixés dans la direction horizontale ( $x$ ), et les nœuds à la base du modèle sont fixés dans la direction verticale ( $y$ ). Les limites en champs libre sont en plus assignées sur les deux cotés du modèle, de sorte que les ondes extérieures propagées à l'intérieur du modèle puissent être correctement absorbées par les bornes. (Cundall et Al, [1980]).

Les conditions initiales appliquées au modèle sont calculer comme suite ;

$$\sigma_{yy} = \rho \cdot g \cdot H, \sigma_{xx} = k_0 \cdot \sigma_{yy} \text{ et } \sigma_{zz} = \sigma_{xx}$$

Avec :

$k_0$  : coefficients des terres au repos.

## VII.5. Unité et convention de signe

L'unité choisie est : Kg.m.s (kilogramme, mètre, seconde). Le signe négatif qui apparaît sur les courbes signifie que les contraintes et les déplacements sont inverses au repère considéré.

La contrainte de compression sont données avec un signe négative.

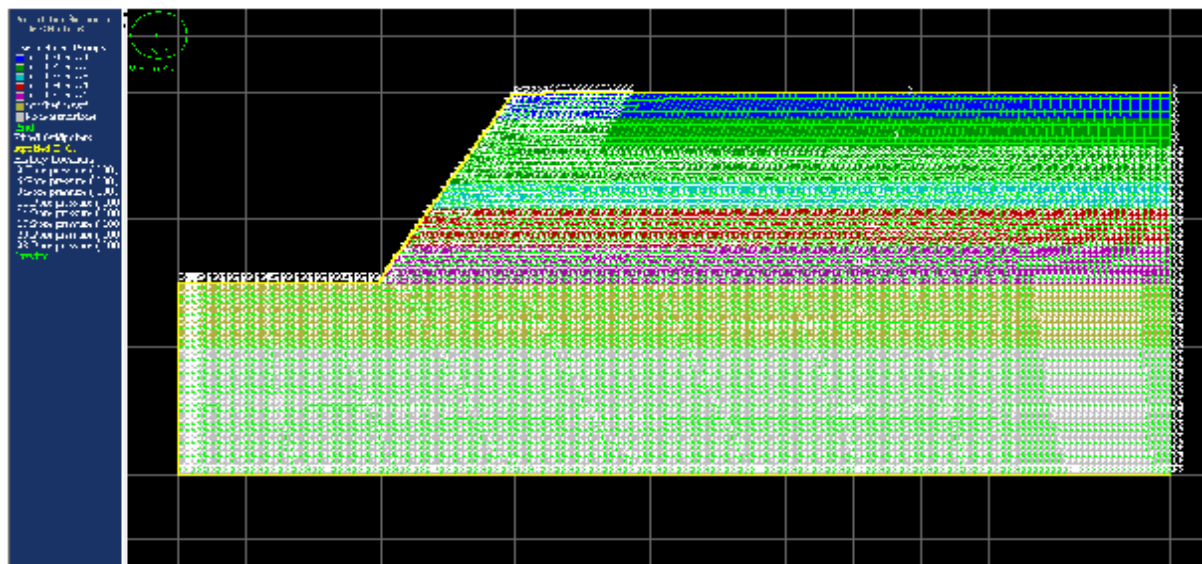


Fig. VII.4. Le modèle à étudier avec présence d'eau.

## VII.6. Visualisation et interprétation des résultats

Les principaux résultats auxquels on va s'intéresser sont :

- Déplacement du sol selon l'axe « x » et l'axe « y » ;
- Vecteur déplacements du sol.

### VII.6.1. Simulation numérique du profil du sol

On considère le même profil, mais on appliquant une charge uniformément réparti

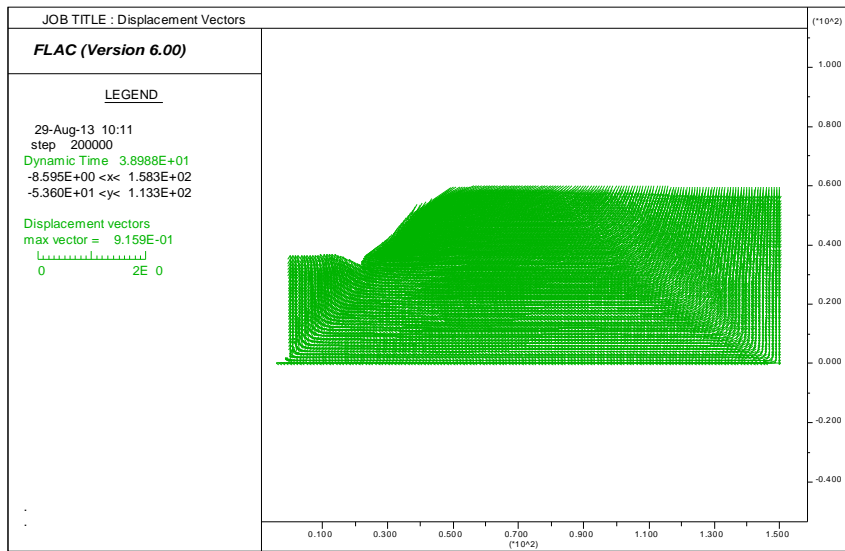


Fig. VII.5. Vecteur déplacement du sol.

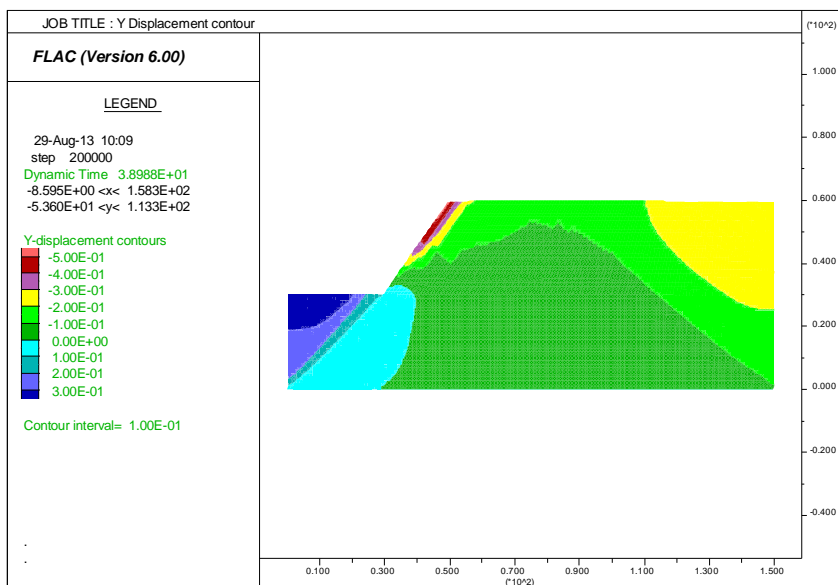


Fig. VII.6. Déplacement vertical du sol.

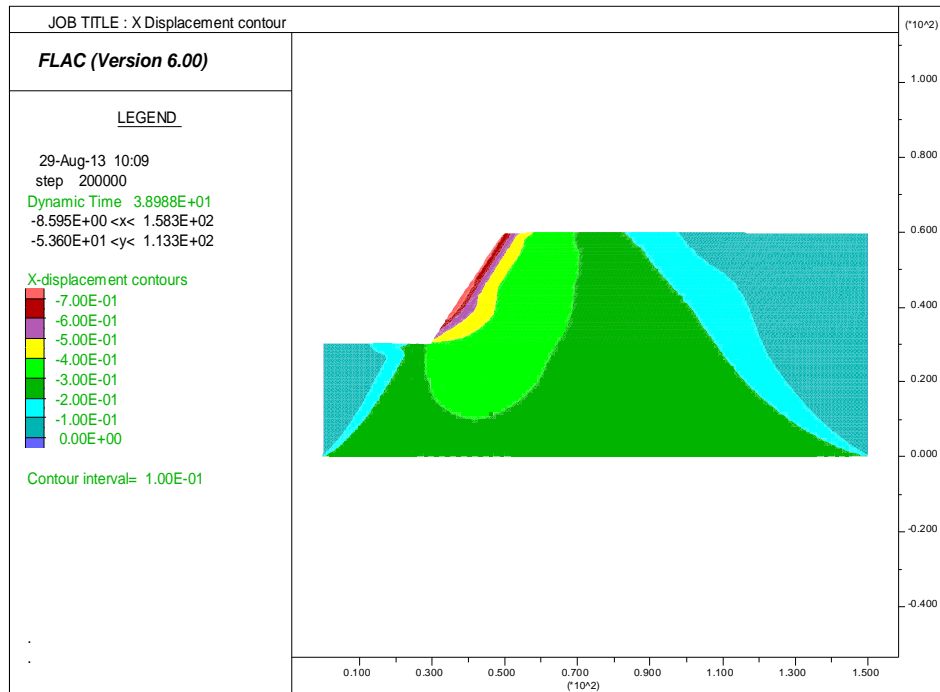


Fig. VII.7. Déplacement horizontal du sol.

### VII.6.2. Simulation numérique du profil du sol avec sollicitation sismique

On considère le même profil avec charge, mais aussi on applique une sollicitation sismique. L'accélograme introduit est dans la figure.VII.8.

Les résultats des déplacements sont illustré dans les figures.VII.9 ; 10 et 11.

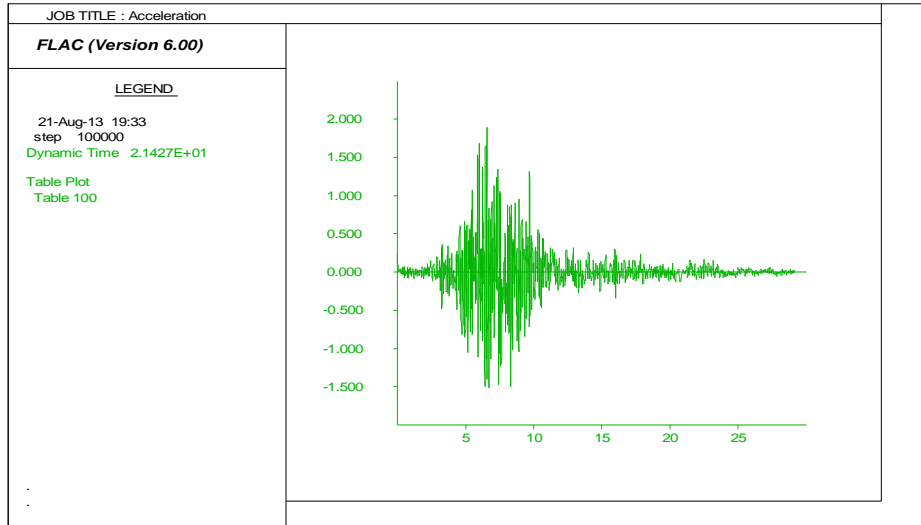


Fig. VII.8. L'accélograme introduit.

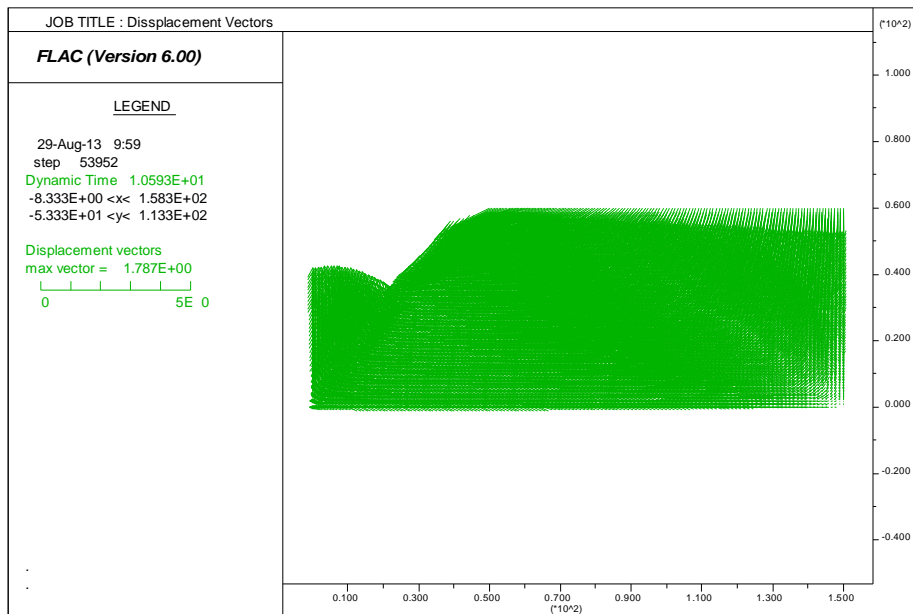


Fig. VII.9. Vecteur déplacement du sol.

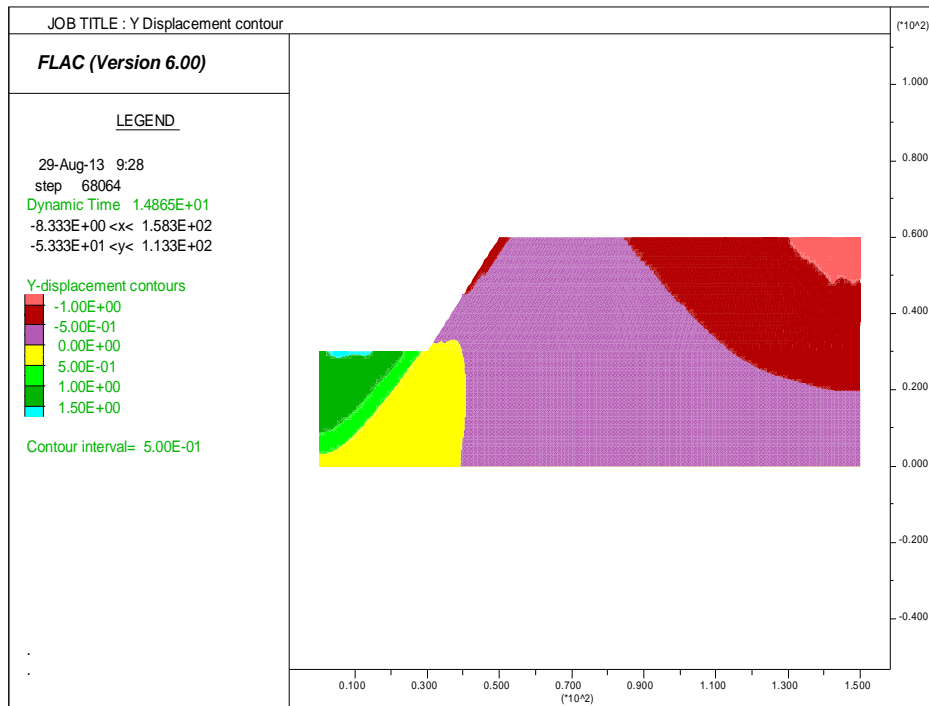


Fig. VII.10. Déplacement vertical du sol.

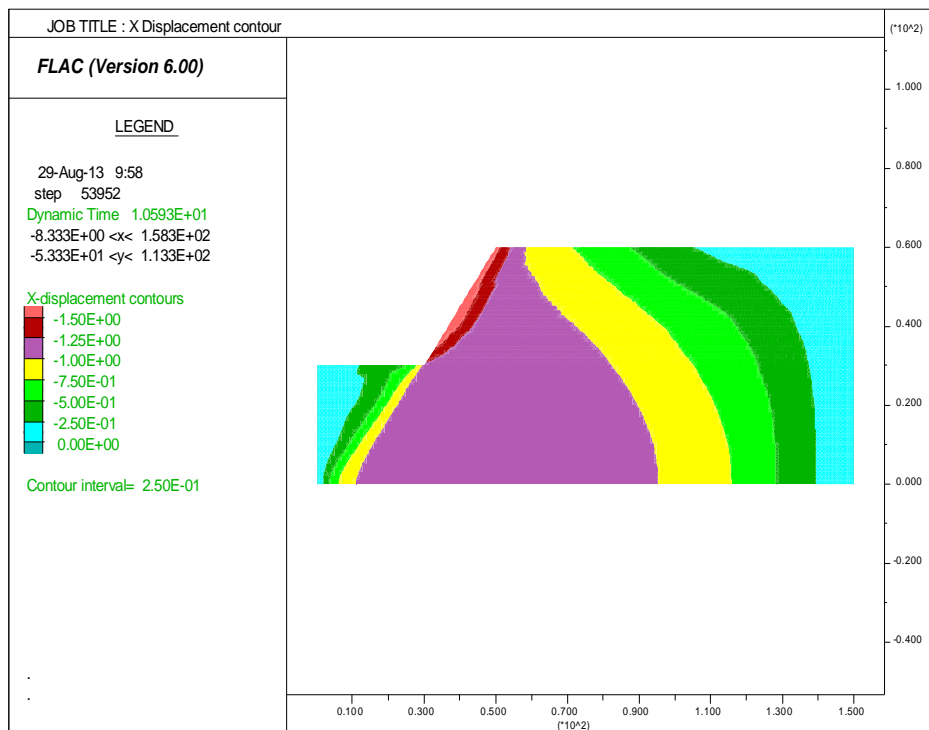


Fig. VII.11. Déplacement horizontal du sol.

Sur les figures précédentes la valeur maximale du déplacement vertical est égale à 50 cm avant l'introduction du séisme mais après introduction on a obtenu 1 m ; et les résultats du déplacement horizontal du sol est égale à 70 cm et après l'introduction du séisme on a obtenu 1.5 m, c'est un déplacement acceptable. Le profil du sol est constitué d'une alternance sables moyens à fins, lâches présentant des graviers fins, sables limoneux ; présentant de la vase et des débris de coquilles, a partir des résultats obtenus on peut dire qu'il y a le phénomène de liquéfaction.

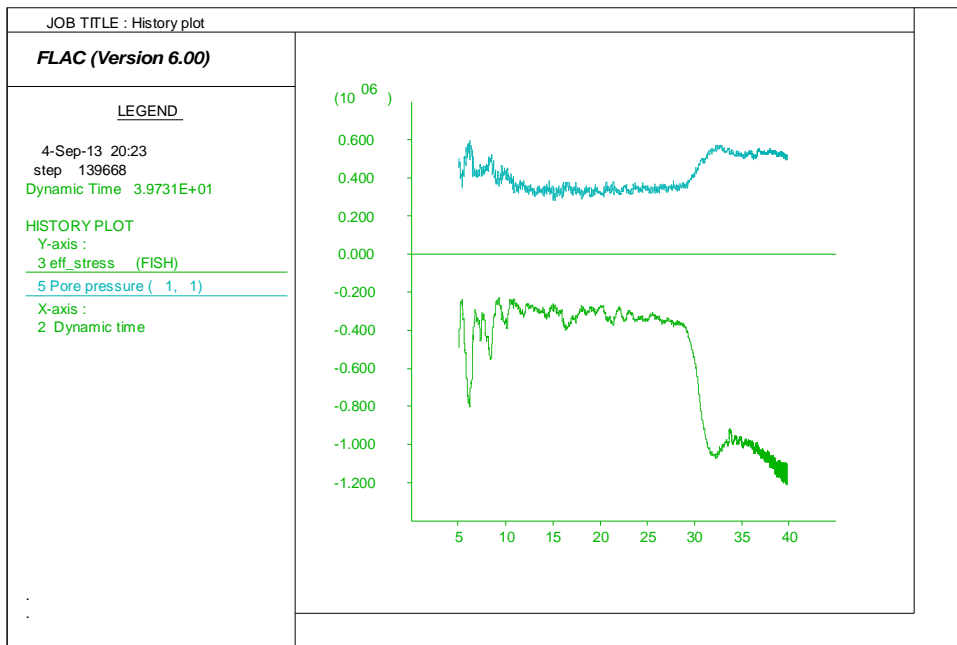


Fig. VII.12. Evaluation de la pression interstitielle et de la contrainte effective.

### VII.6.3. Résultats et discussions

Nous remarquons que la pression interstitielle augmente au fur et à mesure de la sollicitation en fonction du temps jusqu'à ce que qu'elle se stabilise tandis que la pression effective diminue au cours de la sollicitation. On peut alors conclure que notre sol a une faible résistance la liquéfaction donc la liquéfaction est quasi certaine ou probable pour des séismes moyens.

### **VII.7. Conclusion**

L'analyse numérique du potentiel de liquéfaction a révélée un fort potentiel de liquéfaction de ces sols avec des contraintes effectives qui sont inférieur à zéro au cours de la sollicitation sismique, confirmant ainsi, la présence du risque de liquéfaction de ces sols.

Les résultats obtenus par la méthode d'analyse numérique sont très satisfaisants puisqu'ils sont très proches des résultats de l'étude empirique simplifiée de Seed et Idriss.

Pour remédier à ce phénomène de nombreuses techniques on été mises afin de minimiser les dégâts catastrophiques et augmenter la résistance a la liquéfaction ce qui va faire l'objet du chapitre suivant.

***Chapitre VIII***  
***Techniques d'augmentation de la***  
***résistance à la liquéfaction***

## Chapitre VIII

### Techniques d'augmentation de la résistance à la liquéfaction

#### VIII.1. Introduction

Il existe quatre types d'interventions possibles pour l'ingénieur afin d'assurer le fonctionnement adéquat d'une structure située sur un site liquéfiable. Ces types d'interventions, définis par M.L. Silvère (1985), sont présents au tableau VIII.1

Tableau .VIII.1.Types d'interventions pour un site liquéfiable (adapte de **Silvère, 1985**).

Type	Description	Interventions possibles
1	Changement fonctionnels	<ul style="list-style-type: none"><li>• Acceptation du risque</li><li>• Mise en garde des usagers</li><li>• Relocalisation</li></ul>
2	Traitement du sol liquéfiable	<ul style="list-style-type: none"><li>• Excavation et remplacement du sol liquéfiables</li><li>• Densification</li><li>• Remaniement du sol liquéfiable</li><li>• Stabilisation chimique</li></ul>
3	Changements structuraux	<ul style="list-style-type: none"><li>• Fonction du type de structures et de fondation</li></ul>
4	Contrôle des interstitielles	<ul style="list-style-type: none"><li>• Colonnes de gravier</li><li>• Systèmes de pompage</li><li>• Injection d'air</li><li>• Système de drainage</li><li>• Contrôle de la nappe phréatique</li></ul>

### VIII.1.1. Changements fonctionnels

Des changements fonctionnels représentent des décisions que le propriétaire ou responsable d'un projet peut prendre afin de minimiser l'impact cause par la liquéfaction. La décision la plus facile est évidemment d'accepter le risque associé à la liquéfaction des sols porteurs et de ne prendre aucune mesure spéciale. Dans plusieurs cas, cependant, des mesures fonctionnelles simples peuvent réduire le risque. Ces mesures comprennent : restreindre l'accès aux zones vulnérables, mettre sur pied un système d'intervention rapide en collaboration avec les autorités locales ou, dans le cas d'un réservoir ou un barrage, définir un niveau d'exploitation modère pour minimiser les zones inondées.

### VIII.1.2. Traitement du sol liquéfiable

La première solution pour traiter un sol potentiellement liquéfiable consiste à retirer et remplacer le matériau. On peut envisager différentes possibilités :

- Ø Excaver, remblayer et compacter le sol existant ;
- Ø Excaver, remblayer et compacter le sol existant en ajoutant des additifs ;
- Ø Excaver le sol existant et remblayer avec un nouveau sol.

Le deuxième traitement possible repose sur la densification du sol existant afin d'augmenter les contraintes effectives statiques et d'éviter la diminution du volume durant les vibrations causées par un séisme. On peut effectuer cette densification par différentes techniques :

- Ø Introduire des pieux de compaction ;
- Ø Insérer des sondes vibratoires ;
- Ø Utiliser la technique de vibro-flottations qui consiste à insérer une sonde qui compacte le sol par vibration et injection d'eau sous pression (**Brown, 1971**) ;
- Ø Injecter des produits chimiques (généralement des résines) afin d'augmenter la résistance en cisaillement du sol ;
- Ø Utiliser la compaction dynamique qui consiste à laisser tomber en chute libre, sur un grillage prédéterminé, un poids du haut d'une grue. (figure. VIII.1).

Le remaniement du sol liquéfiable est une technique qui consiste à mélanger sur place le sol existant avec des additifs chimiques. On réalise la stabilisation chimique en injectant sous pression des additifs comme de la résine dans les vides du matériau.

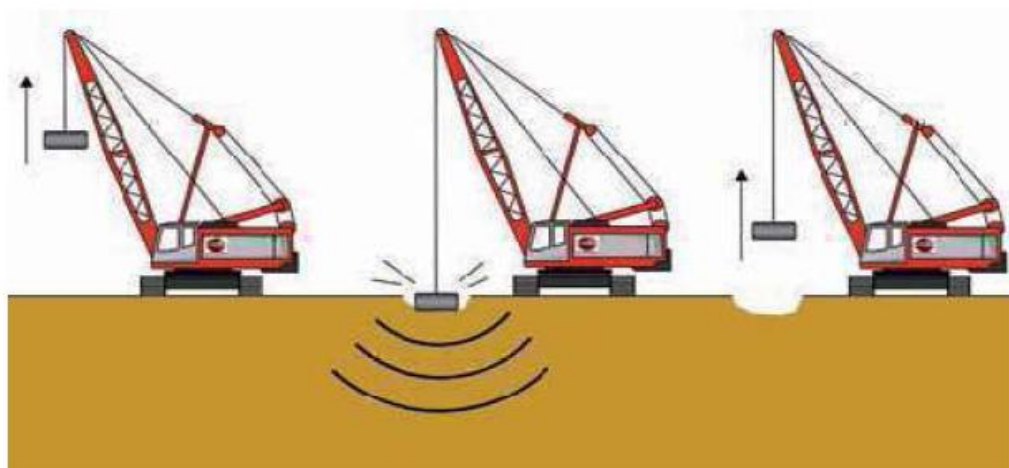


Fig. VIII.1. Compactage dynamique.

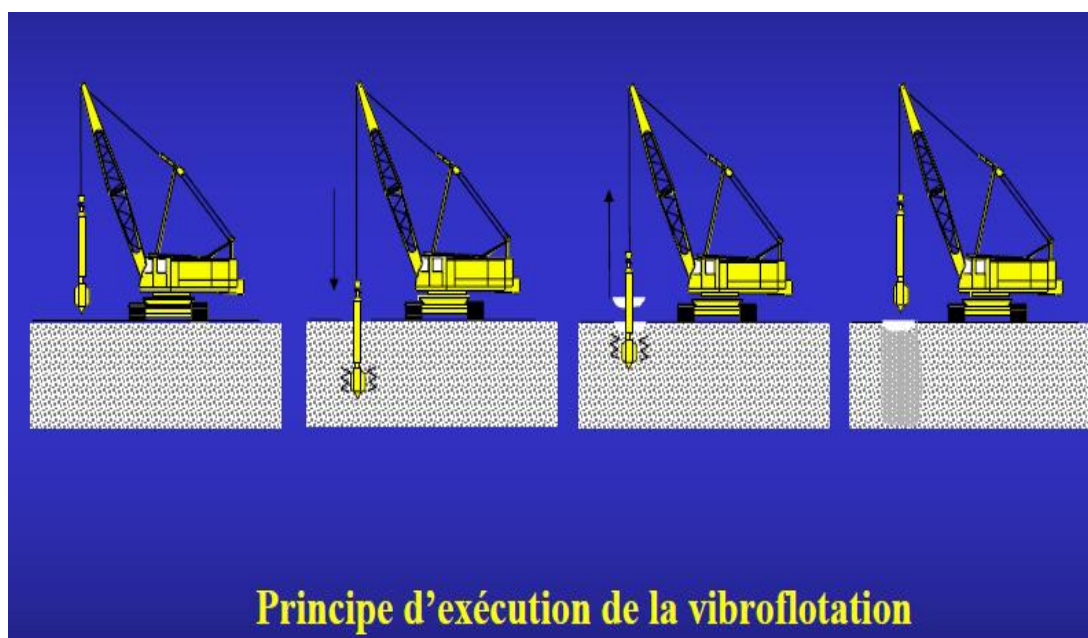


Fig. VIII.2. Principe d'exécution de la vibroflotation.

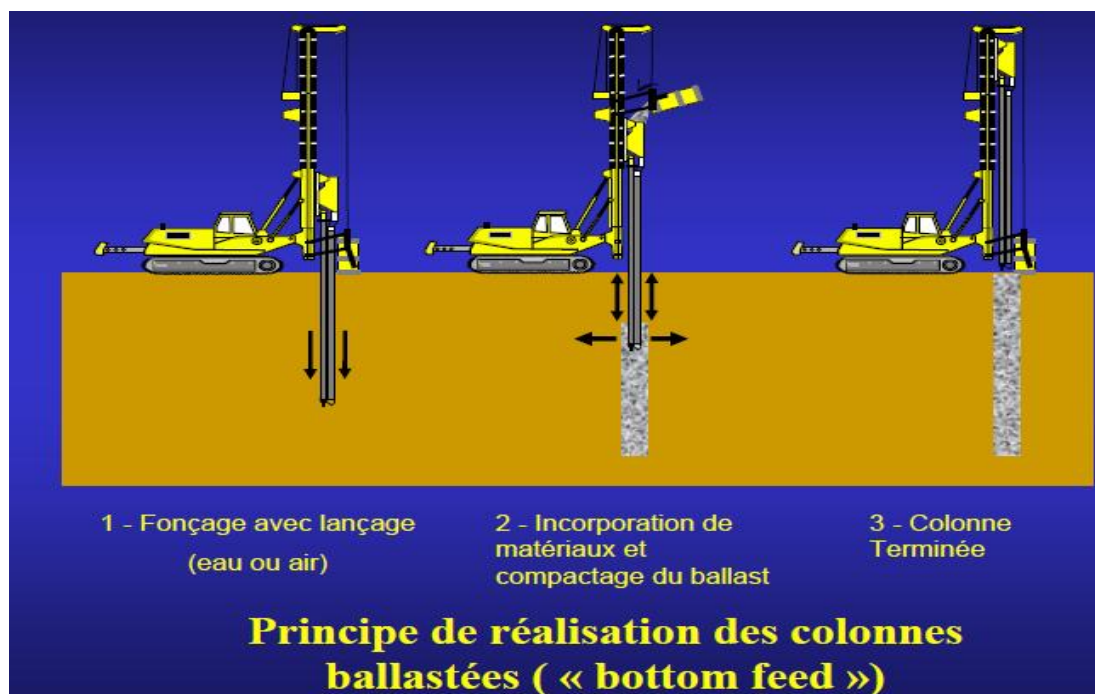


Fig. VIII.3. Traitement de sol anti-liquéfaction par vibrocompactage et colonnes ballastées.

### VIII.1.3. Changement structuraux

On peut apporter plusieurs types de changements à la structure elle-même en vue d'atténuer les conséquences de la liquéfaction des sols porteurs. Ces changements ont pour but de stabiliser ou de remplacer les fondations inadéquates. On peut par exemple, remplacer une fondation sur une semelle par des pieux ou des caissons porteurs.

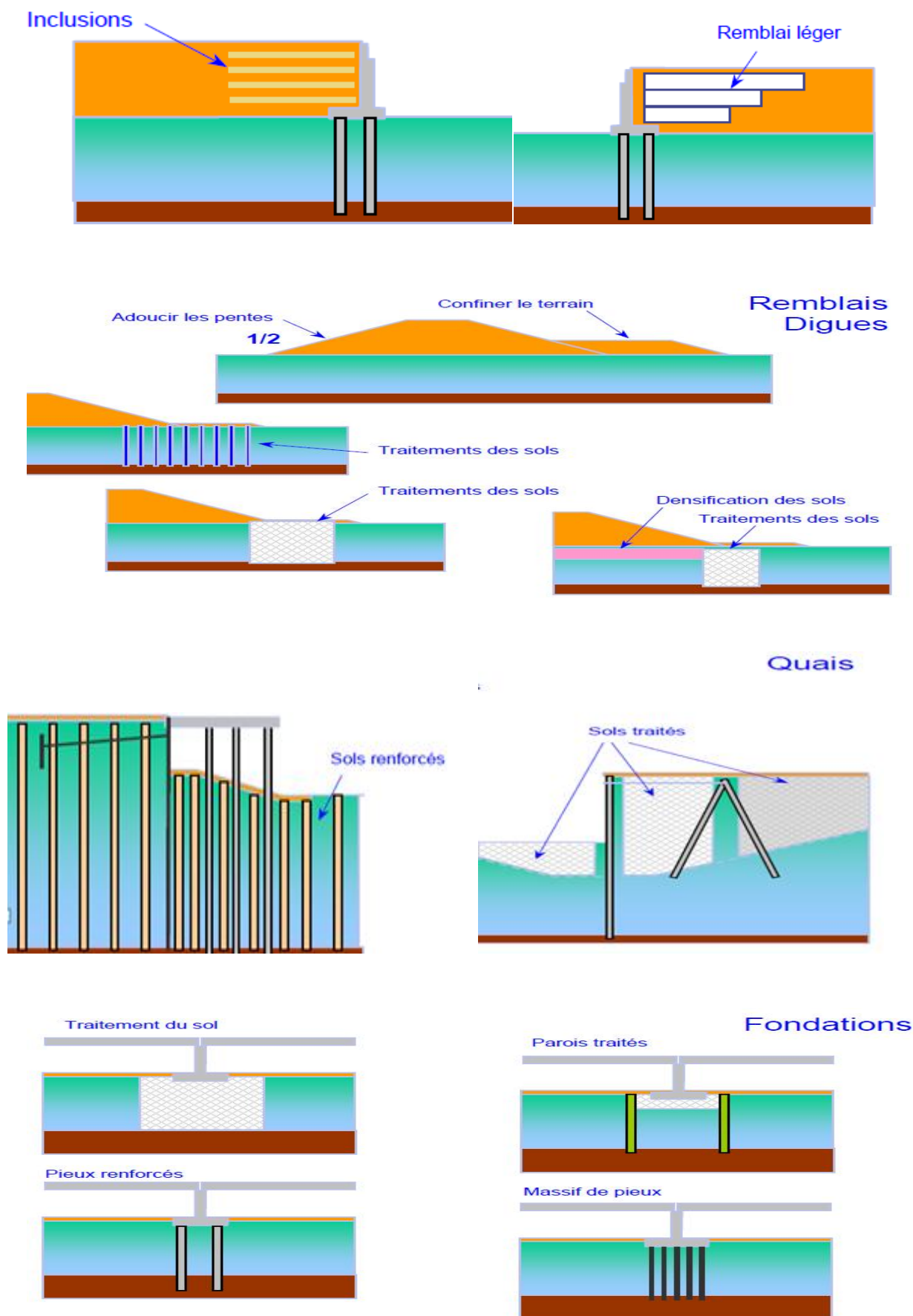


Fig. VIII.4. Quelques modes de changement structuraux.

#### VIII.1.4. Contrôle des pressions interstitielles

Le contrôle des pressions interstitielles pour diminuer le risque de liquéfaction nécessite de bien connaître la nature ainsi que l'étendue du sol liquéfiable autour de la structure. On peut insérer des colonnes de gravier qui serviront d'échappatoires pour l'eau interstitielles pendant des vibrations aux endroits critiques.

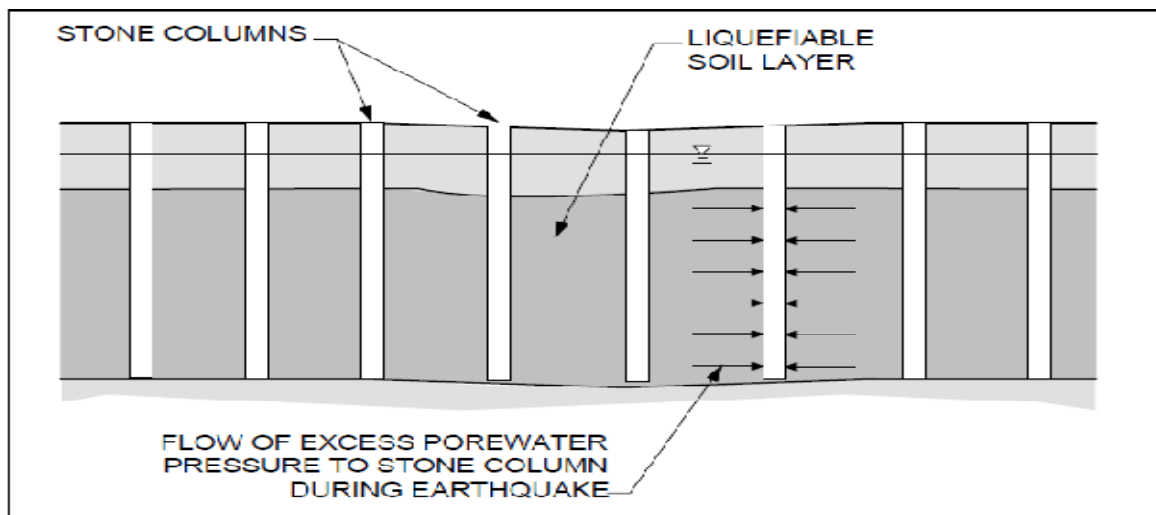


Fig. VIII.5. Illustration de l'utilisation de colonnes de gravier pour contrôler la liquéfaction des sols.

Il faut pouvoir compter sur les systèmes de pompage fiable qui possède des mesures de vérification telles que des piézomètres. On doit aussi s'assurer que les particules fines de sol ne soient pas pompées par le système pendant la durée de vie du projet.

Plus récemment, on a proposé l'injection d'air dans les vides d'un sol liquéfiable comme mesure de contrôle des pressions interstitielles. Les vides du sol étant remplis d'air, la compaction du sol pendant les vibrations ne donne pas lieu à une augmentation appréciable de la pression interstitielle.

Par ailleurs, on peut utiliser les systèmes de drainage conventionnels dans les nouveaux ouvrages. Ces systèmes peuvent prendre différentes formes suivant le type de structure.

Finalement, le contrôle du niveau de la nappe phréatique peut s'effectuer par diverses techniques classiques.

## VIII.2. Modélisation de quelques techniques d'augmentation de la résistance a la liquéfaction

### VIII.2.1. Excavation et remplacement du sol

On a considère le même profil que le précédent avec le même modèle et les mêmes caractéristiques mécaniques, mais en remplaçant la couche superficielle avec un matériau de bonnes caractéristiques les résultats sont illustrés par les figures ci-dessous.

#### VIII.2.1.1. Simulation numérique du profil du sol sans sollicitation sismique

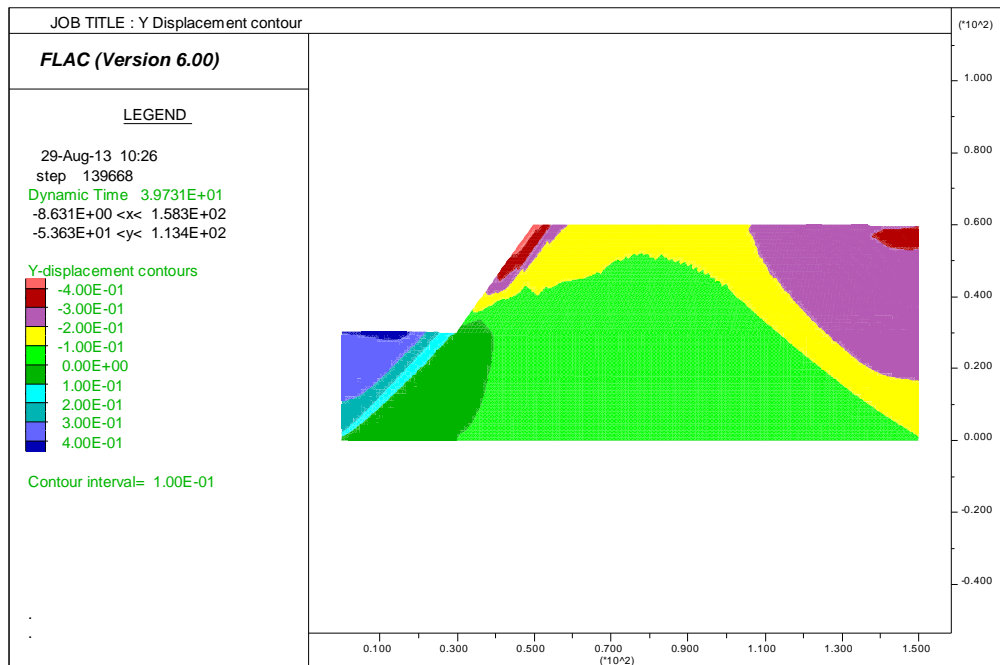


Fig.VIII.6. Déplacement vertical du sol.

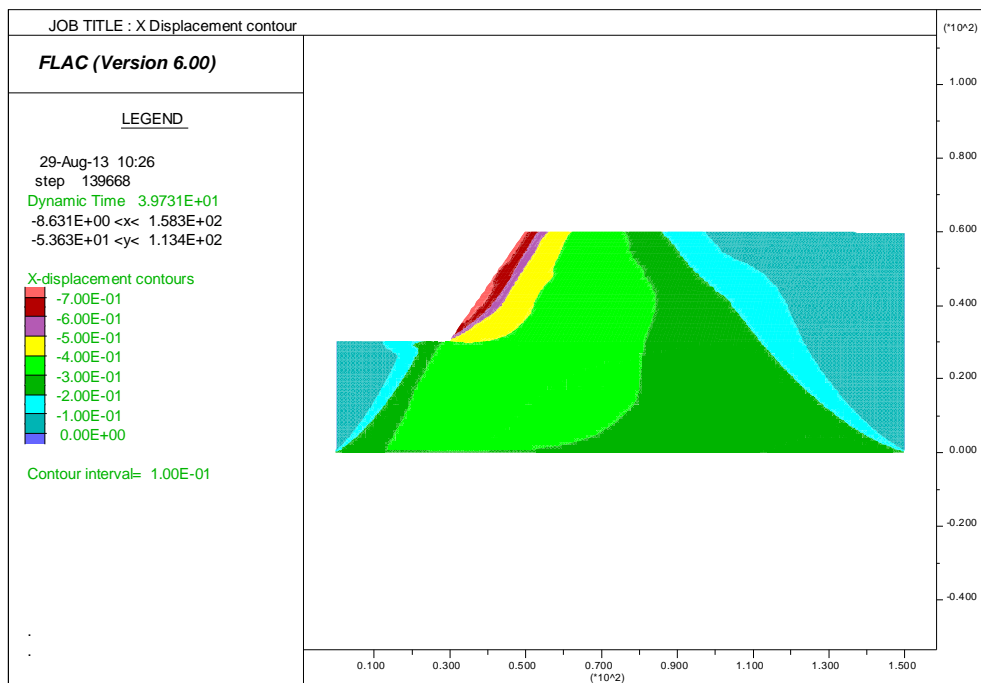


Fig. VIII.7. Déplacement horizontal du sol.

On remarque que les déplacements ont diminuée donc cette couche a joué le role d'un matelas élastique.

### VIII.2.1.2. Simulation numérique du profil du sol avec sollicitation sismique

On a considéré le même profil que le précédent, mais on applique une sollicitation sismique les résultats sont illustrés par les figures ci-dessous

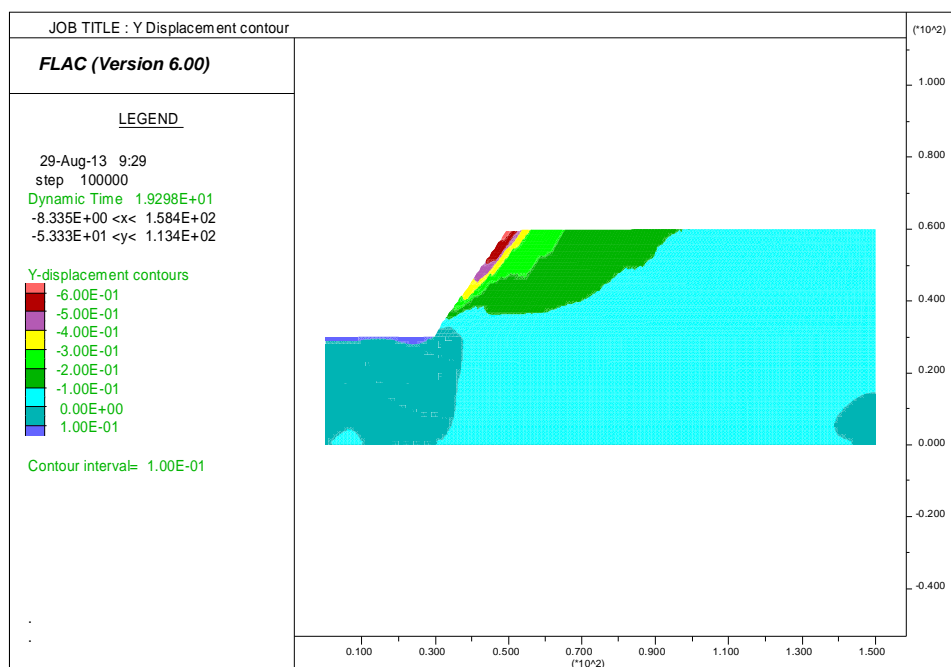


Fig. VIII.8. Déplacement vertical du sol.

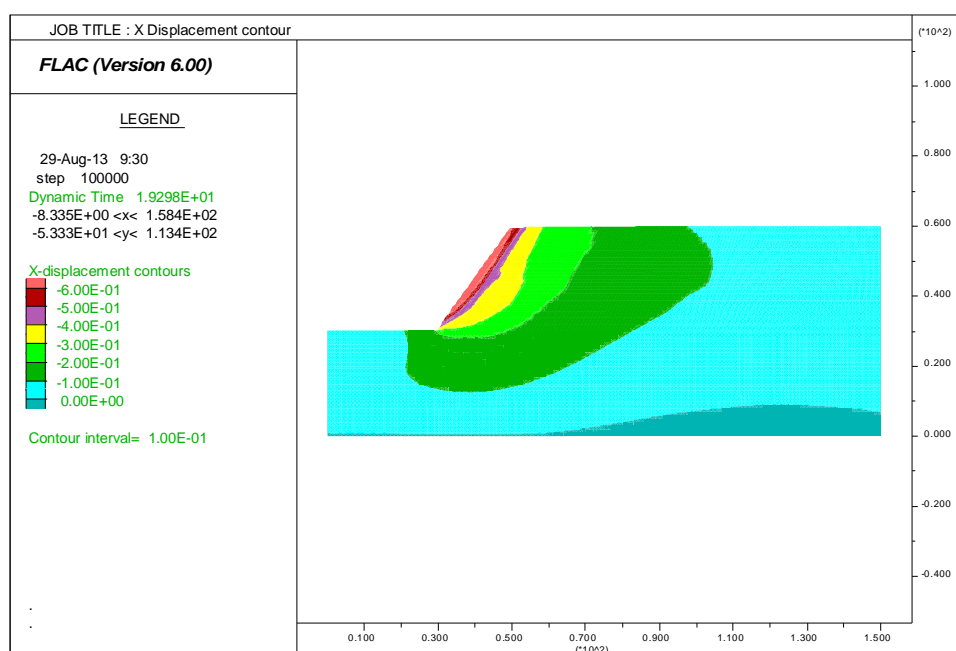


Fig. VIII.9. Déplacement horizontal du sol.

On remarque que les déplacements ont diminué par rapports aux résultats trouvé sans excavation après l'introduction de la sollicitation sismique.

### VIII.2.2. Renforcement par des pieux

Dans cette étude, on a considère le même profil mais avec renforcement par des pieux, on utilisant le modèle Mohr-Coulomb pour le sol ; Pour les pieux on a considère le modèle élastique.

Les résultats des déplacements sont illustrée par des figures ci-dessous ;

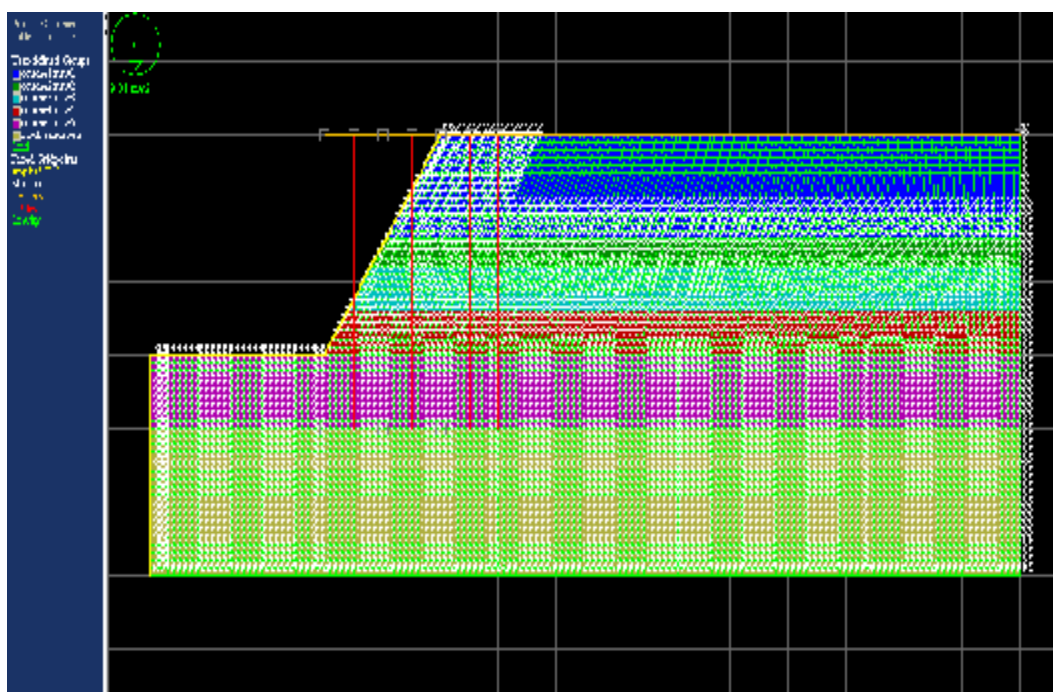


Fig.VIII.10. Le profil du quai avec renforcement par des pieux.

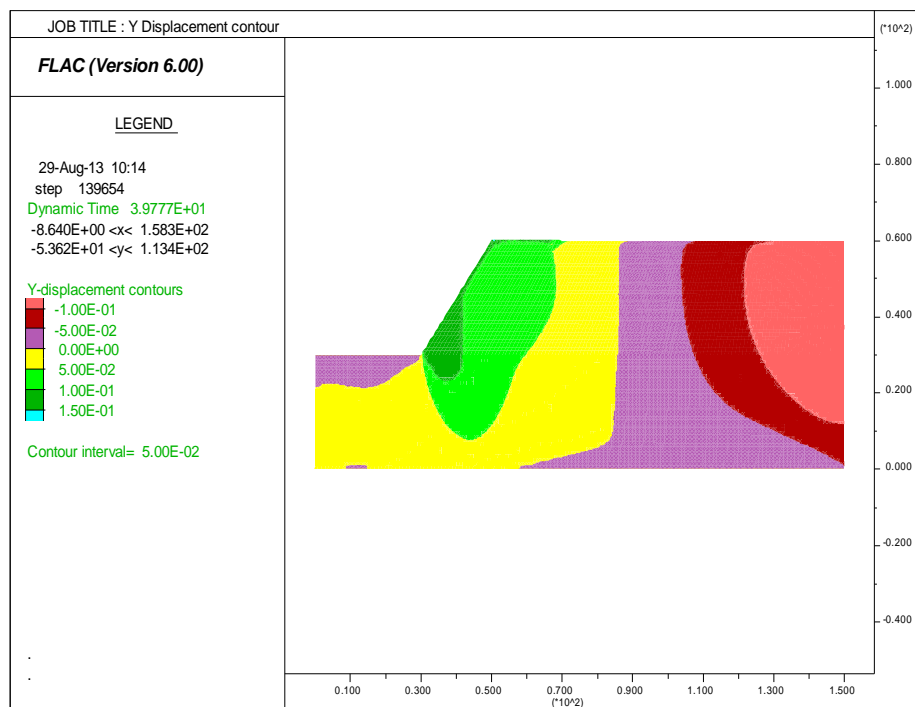


Fig.VIII.11. Déplacement vertical du sol.

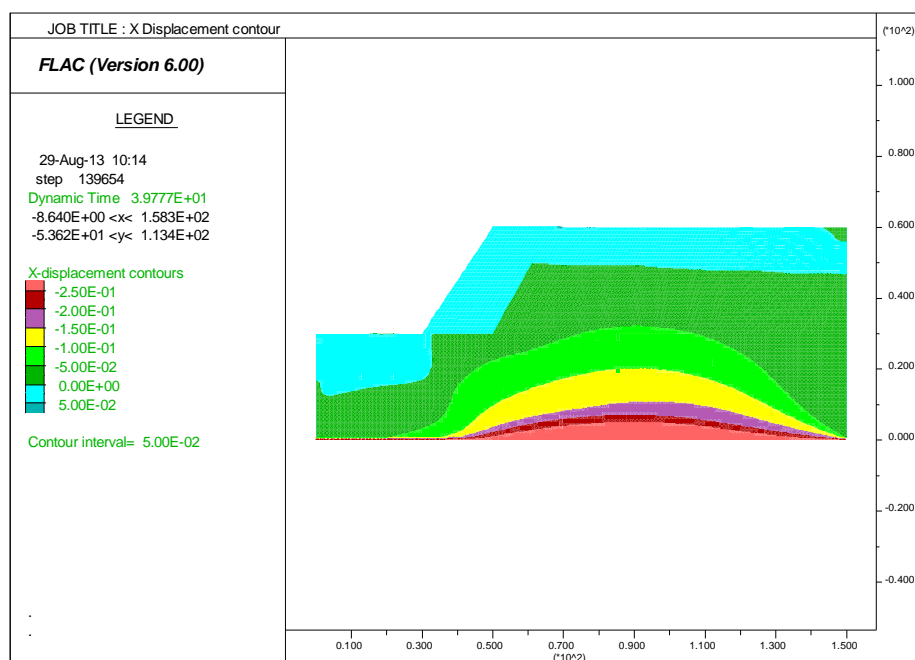


Fig. VIII.12. Déplacement horizontal du sol.

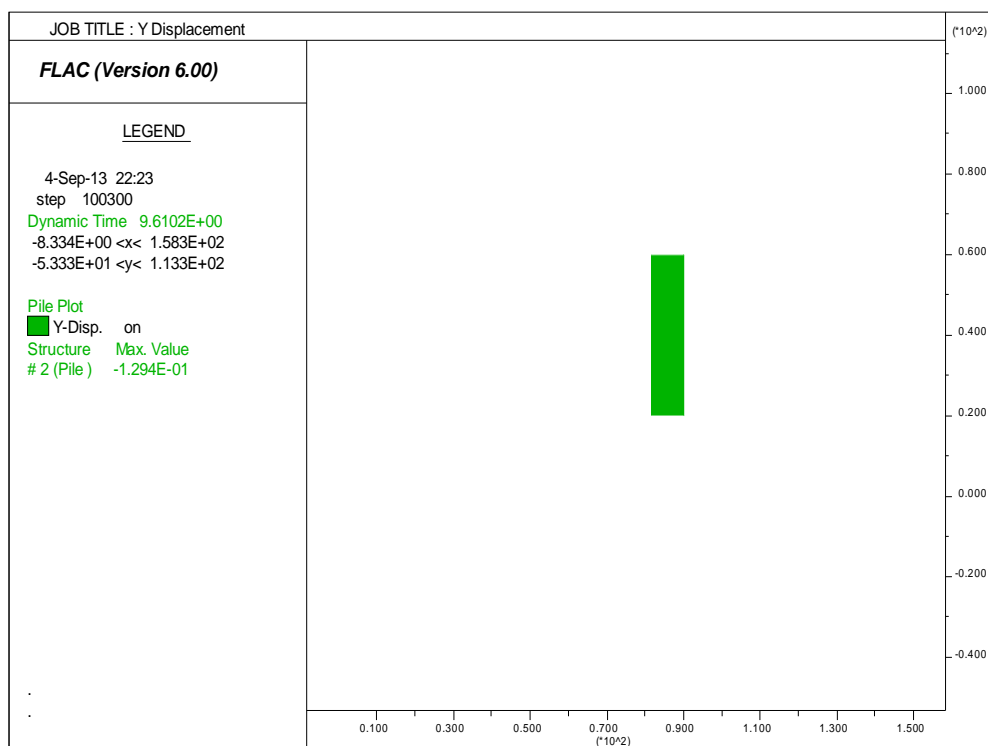


Fig. VIII.13. Le déplacement vertical des pieux.

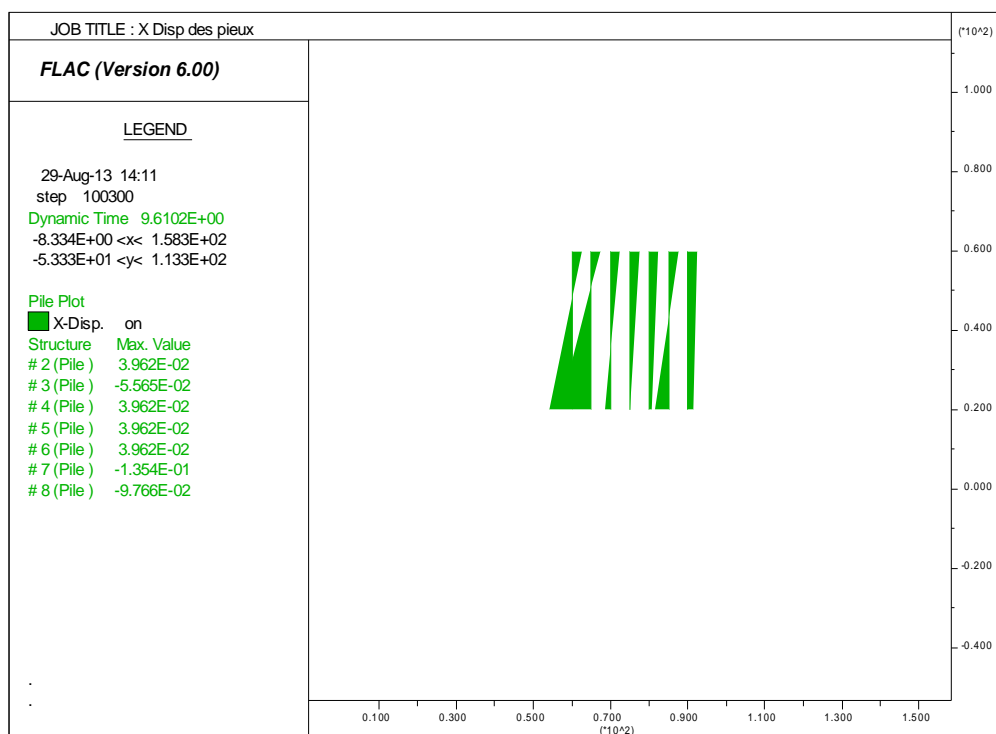


Fig. VIII.14. Le déplacement horizontal des pieux.

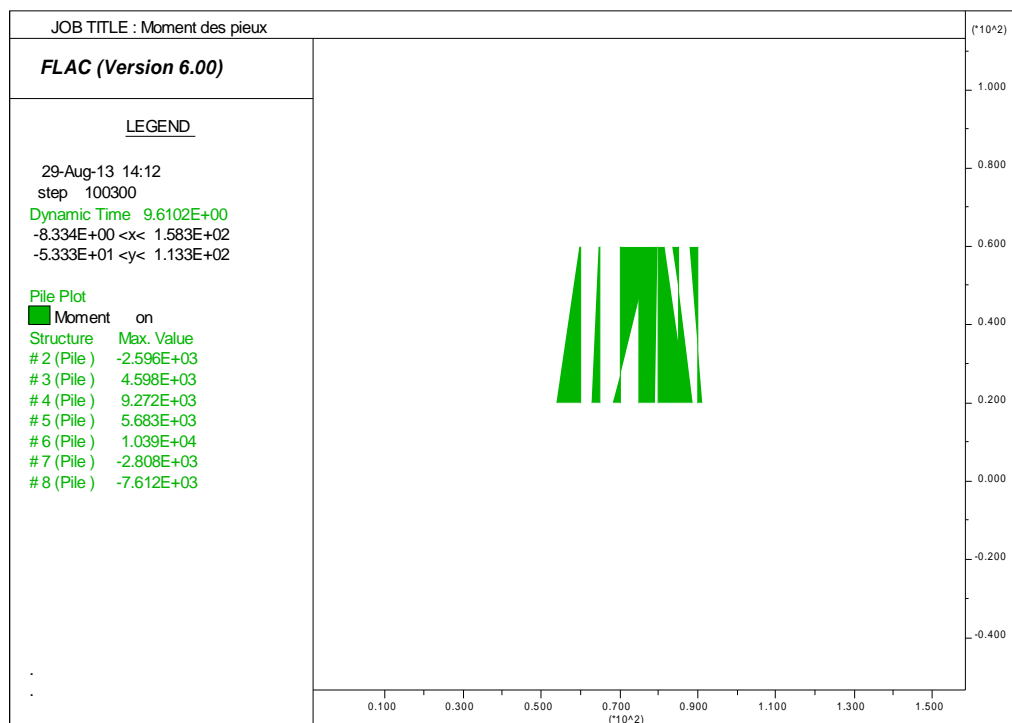


Fig. VIII.15. Les moments fléchissant des pieux.

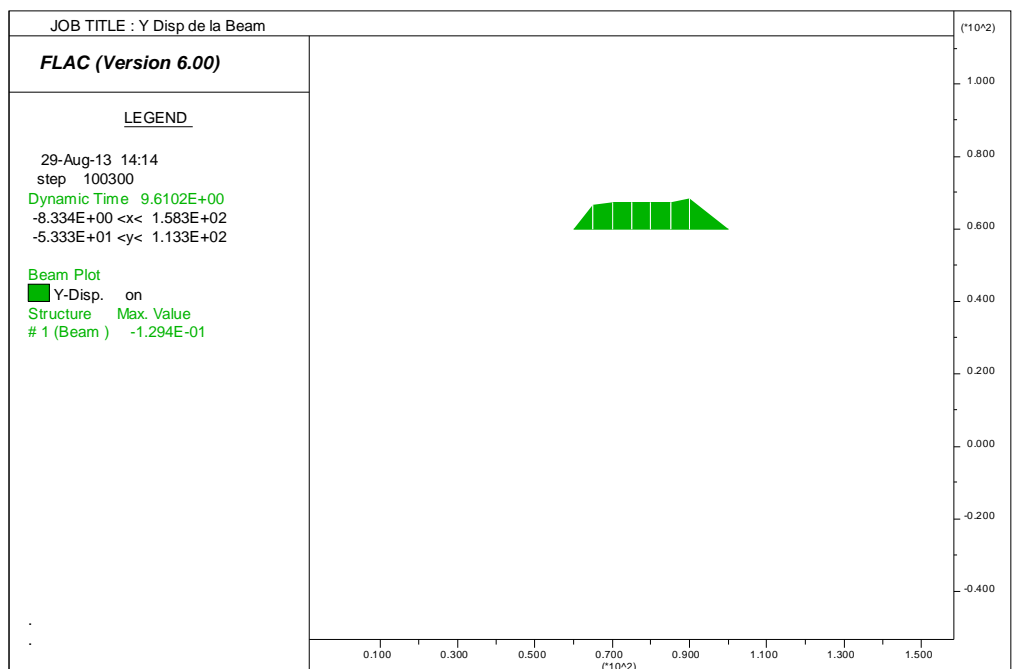


Fig.VIII.16. Le déplacement vertical de la poutre de couronnement.

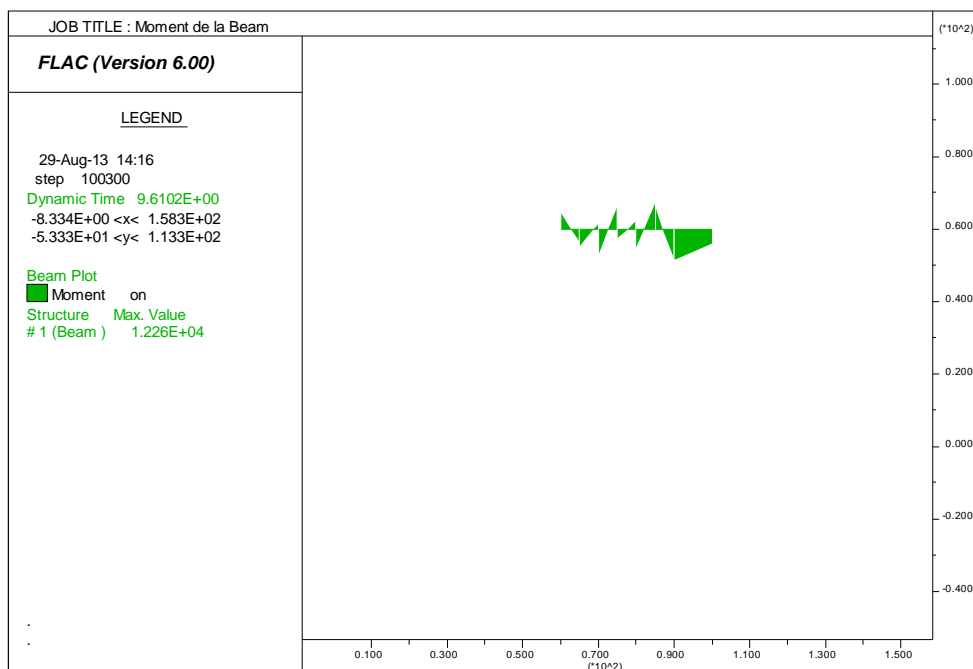


Fig. VIII.17. Les moments fléchissant de la poutre de couronnement.

### VIII.3. Comparaison des résultats et interprétation

#### VIII.3.1. Comparaison des résultats

Tableau .VIII.2. Comparaison des résultats obtenus.

Avec séisme	Le déplacement vertical	Le déplacement horizontal
Sol	Max 1 m	Max 1.5 m
Excavation et remplacement du sol	Max 60 cm	Max 60 cm
Avec Renforcement par des pieux	Max 10 cm	Max 5 cm

Tableau. VIII.3. Déformation des éléments structuraux, déplacements et moments.

Déformation	Pieux	Poutre de couronnement
Déplacement vertical (cm)	12.94	12.94
Moment(KN.m)	10.39	12.26

### VIII.3.2. Interprétation des résultats

Sur le tableau VIII.2 on remarque que les déplacements verticaux et horizontaux du sol diminuent au fur et à mesure qu'en remplace le sol ou l'en renforce.

Sur le tableau VIII.3 on remarque que le déplacement vertical de la poutre de couronnement est égal à celle des pieux car le choc d'accostage exerce des tensions sur la poutre de couronnement qui les transmette aux pieux et aussi les pieux sont encastres dans la poutre de couronnement.

Les moments max sur les pieux sont dus aux poids propre des pieux et l'action de l'eau (poussées d'Archimède et l'effet hydrodynamiques des courants). Ainsi la traversée des pieux dans les différentes couches du sol.

### VIII.4. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons expliqué les techniques d'augmentation de la résistance à la liquéfaction, puis nous avons simulé deux techniques de renforcement à savoir ; l'excavation du sol et le remplacement par un sol de bonne caractéristique et le renforcement par des pieux ; mais après l'obtention des résultats nous pouvons dire que effectivement ces techniques sont satisfaisante et fiable.

# *Conclusion Générale*

## *Conclusion Générale*

Les ouvrages portuaires jouent un rôle important dans le développement d'un pays, car ils permettent l'échange avec l'extérieur. Cependant leur réalisation est difficile à cause de plusieurs contraintes comme l'eau et la qualité des sites.

Vue l'importance de ces ouvrages, une reconnaissance des sites est obligatoires pour détecter tout les problèmes qui puissent apparaître au cours de la réalisation. L'exploitation de ces ouvrages.

Des essais in situ et de laboratoire sont à effectuer.

La modélisation numérique de ces ouvrages est devenue possible, grâce au développement des ordinateurs et l'évolution des codes de calcul numériques la méthode des différences finies et la méthode des éléments finis. Ces calculs permettent de prévoir le comportement de ces ouvrages.

Cependant l'utilisation de ces codes affronte le problème des paramètres. A lors une étape d'identification des paramètres de comportement du sol étudié est effectuée à partir de l'essai pressiométrique, ce qui nous a permis de fournir plus d'informations pour la modélisation numérique.

La recherche bibliographie menée montre que le phénomène de liquéfaction des sols constitue un grand sujet de recherche dans ces dernières décennies.

La liquéfaction est un phénomène qui ne se produit que sous sollicitations sismiques et concerne certaines formations géologiques définies par:

- Ø leur nature : sable, limon, vase ;
- Ø leur cohésion : formations peu compactes ;
- Ø leur degré de saturation : la formation doit être saturée ;
- Ø leur granulométrie : granulométrie uniforme, comprise entre 0.05 et 1.5 mm.

Beaucoup de méthodes sont proposées pour évaluer le potentiel de liquéfaction des sols.

La méthode empirique simplifiée proposée par Seed et Idriss est la plus importante et est la plus utilisée. Après Seed et Idriss, beaucoup de chercheurs se sont intéressés à cette méthode au fil des années et ont permis une évolution considérable de cette méthode.

L'application de la méthode simplifiée de Seed et Idriss pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction du site de BEJAIA, a révélée des coefficients de sécurité qui sont en général inférieurs à 1 à une certaines profondeurs, confirmant ainsi, la présence du risque de liquéfaction de ces sols surtout si la sollicitation est provoquée par un séisme de magnitude importante.

La modélisation numérique du site FLAC2D a montre l'importance des déplacements surtout sous sollicitation sismique sous on peut dire que c'est le phénomène de liquéfaction.

Deux techniques de renforcement on été proposée

- Ø Le 1<sup>er</sup> est l'excavation du sol;
- Ø La 2<sup>eme</sup> est de renforcer par des pieux ;

Les résultats obtenus de cette simulation ont permis de conclure que ces deux techniques sont bonnes est diminuent les déplacements du sol.

# *Bibliographie*

## Bibliographie

### Ø Ouvrage

**Batoz J.L. & Dhatt G,** «Modélisation des structures par éléments finis »Edition Hermes, 1990 ;

**BAGUELIN.F, LE TIRANT .P, LEBLANC .J, BRIAUD J.L, SMITHJ .T.D, JEZEQUEL .F, WROTH .C.P (1982)** «Symposium on the pressuremeter and its marine applications ». Institut français du Pétrole. Editions technip, LPC, Paris 19 et 20 Avril 1982 ;

**Burke L.M,** «Numerical modeling for increased understanding of the behaviour and performance of coal mine stopping »Master of Science, Virginia Polytechnic Institute, USA, 2003;

**CALA.M, et FLISIAK.J,** « Slope Stabilité Analyse avec FLAC et Équilibre de la Limite Méthodes, dans FLAC et Modelage Numérique dans Geomechanics ». 2001 (débat des 2e International Symposium FLAC sur Modelage Numérique dans Geomechanics, Écully-Lyon, France, octobre, 2001), pp. 113-114. D. Billiaux, X. Rachez, C. Detournay et Cerf R., eds, Rotterdam: A. A. Balkema, 2001 ;

**CANOUE.J, BENAHMED.N, DUPLA.J.C et DE GENNARO.V,** 2002. « Instabilités de liquéfaction et phénomène de mobilité cyclique dans les sables ».Revue française de géotechnique. N°98, premier trimestre, p29à60 ;

**CASSAN .M,** «Les essais in situ en mécanique des sols, Tome 2: Applications et méthodes de calcul », Éditions EYROLLES, Paris, 1978 ;

**CHEN W.F,** « analyse de la Limite et plasticité du sol ». J. Ross Publier, 2007 ;

**CHAPON Jean**, « Travaux maritimes, Tome I : Le milieu marin, le navire, la navigation, les côtes, les ouvrages extérieurs des ports maritimes », EYROLLES, Paris, 1978 ;

**CHAPON Jean**, « Travaux maritimes, Tome II : Les ouvrages intérieurs des ports maritimes, dégagement des accès et plans d'eau des ports », EYROLLES, Paris, 1978 ;

**COMBRIAU O**, « Surveillance, auscultation et entretien des ouvrages maritimes », Fascicule 5 : Quais en parois moulées, Notice PM n° 02.02 ;(2002) ;

**DAVIS, R. O.** et **SELVADURIA. P. S.**, « Plasticité et géomécanics ». Cambridge, 2002 ;

**DAWSON, E. M.** et **ROTH. W. H.** « Slope Stabilité Analyse avec FLAC, dans FLAC et Numérique » ;

**DAWSON, E. M., ROTH .W. H** et **DRESCHER. A.** « Slop Stabilité Analyse par Force Réduction, Géotechnique » 49(6), 835-840 (1999) ;

**DE GENNARO V, FRANK R.** « Modélisation de l'interaction sol-pieu par la méthode des éléments finis ». École Nationale des Ponts et chaussées-LCPC, Institut Navier, (2005) ;

**DETOURNAY** et **CERF R., eds. ROTTERDAM.A & BALKEMA. A** « Modeler dans Géomécanics » Minneapolis, Minnesota, septembre 1999 ;

**Document Technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48.** «RÈGLES PARASSISMIQUES ALGERIENNES, RPA 99 / VERSION 2003. Ministère de l'habitat et de l'urbanisme ;

**DRESCHER, A**, et **E. DETOURNAY.** « Limite chargent dans les mécanismes de l'échec transitionnels pour associatif et matériaux, non-associatif Géotechnique » 43, 443-456 (1993) ;

**E.E.R.I** (Earthquake Engineering Research Institute), 2003, « The Boumerdes, Algeria, earthquake of May 21, 2003 ».E.E.R.I Learning from Earthquakes Reconnaissance Report;

**ÉVEQUE, A.W.** « Usage The du Cercle de la Fiche dans l'Analyse de la Stabilité de Monde Slopes, Géotechnique » 5, 7-17 (1955) ;

**Fascicule N°62.** « Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de

Génie civil». Ed. Eyrolles, Paris, (1993) ;

**FRANK R.**, « Calcul des fondations superficielles et profondes », Techniques de L'ingénieur, Paris, (2003) ;

**FREDLUND, D. G.**, et **KRAHM. J.** « Comparaison de Méthodes de la Stabilité de l'Inclinaison d'Analysais », Geotech. J., 14, 429-439 (1977) ;

**GRIFFITHS, D. V.**, et **P. A.** « Voie. Slope Stabilité Analyse par Elements », Géotechnique Fini, 49(3), 387-403 (1999) ;

**HENRY J.P. & PARSY F.**, « Cours d'élasticité » Edition Dunod Université 1982 ;

**HOEK, E.**, et **BRAIEMENT J.** « Ingénierie de l'Inclinaison de la pierre ». Londres: IMM, 1981;

**Itasca Consulting Group, Inc;** « Fast Lagrangian Analysis of Continua (FLAC) Command Reference ». Minneapolis; Itasca Consulting Group, Inc, (2005);

**Itasca Consulting Group, Inc ;** « Fast Lagrangian Analysis of Continua (FLAC), User's Guide ». Minneapolis; Itasca Consulting Group, Inc, (2005);

**Itasca Consulting Group, Inc;** « Fast Lagrangian Analysis of Continua (FLAC), Fish in FLAC ». Minneapolis; Itasca Consulting Group, Inc, (2005);

**Itasca Consulting Group, Inc;** « Fast Lagrangian Analysis of Continua (FLAC), Theory and Background ». Minneapolis; Itasca Consulting Group, Inc, (2005);

**Itasca Consulting Group, Inc;** « Fast Lagrangian Analysis of Continua (FLAC), GIIC Reference ». Minneapolis; Itasca Consulting Group, Inc (2005);

**Itasca Consulting Group, Inc. (2005);** « Fast Lagrangian Analysis of Continua (FLAC), Command and Fish Reference Summery ». Minneapolis; Itasca Consulting Group, Inc;

**Itasca Consulting Group, Inc;** « Fast Lagrangian Analysis of Continua (FLAC), Optional Feature ». Minneapolis; Itasca Consulting Group, Inc, (2005);

**Itasca Consulting Group, Inc;** « Fast Lagrangian Analysis of Continua (FLAC), Example Applications ». Minneapolis; Itasca Consulting Group, Inc, (2005) ;

**KRAMER S.L** « Géotechnique Tremblement de terre Ingénierie ». New Jersey: Prentice-Hall, 1996;

**LEPETIT Luc**, 2002. « Etude d'une méthode de diagnostic de digues avec prise en compte du risque de liquéfaction ». Université Blaise Pascal – Clermont II, Ecole doctorale Sciences Pour l'Ingénieur de Clermont – Ferrand ;

**MELBOUCI.B**, « Méthodes de calcul de stabilité des fondations, des talus et des ouvrages de soutènement », Edition El-Amel, 2009 ;

**MESTAT. P.** « Lois de comportement des géomatériaux et modélisation par la méthode des éléments finis ».Série géotechnique GT 52, Laboratoire Central des ponts et Chaussées, 1993 ;

**PAILLIER. C** « Essai pressiométrique »IUT St pierre-Département de génie civil, Année Universitaire : 2006-2007 ;

**PECKER Alain**, 1984. « Dynamique des sols ». Presse de l'école nationale des ponts et chaussées ;

**PLUMELLE C**, « Cours-Fondations-Profondes ». CNAM, Paris, 2003;

**SEED.B**, 1979 « Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquake » Journal of Geotechnical Engineering, 105(2), 201-255.

**TOUITOU. D** «Apport de la modélisation et l'instrumentation dans l'analyse de la stabilité et de la déformation à long terme d'un massif granitique Thèse de Doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées ; 2002.

**ROWE P. W.** « Stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact » Departement of Engineering, University of Manchester, 1962;

**ROBITAILLE Vincent & TREMBLAY Denis**, «Mécanique des sols; théorie et pratique» Modulo Editeur 1997 ;

## Ø Mémoire

**BAHAR .R (1992)** « Analyse numérique de l'essai pressiométrique. Application à l'identification de paramètres de comportement des sols». Thèse de doctorat présentée à l'Ecole Centrale de Lyon.

**BAHDA Fatiha, 1997.** «Etude du comportement du sable à l'appareil triaxial : expérience et modélisation ». Thèse de doctorat, de L'ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES ;

**HADJ Abderrahmane Saida** « Étude de l'interaction d'un rideau de palplanches avec le sol de fondation pour les ouvrages portuaires » Mémoire de Master 2, Option : Géotechnique et Environnement, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.

**HERMIME Tassadit** « Étude de l'interaction du sol de fondation avec les ouvrages portuaires utilisant des pieux » Mémoire de Magister, Spécialité : génie civil, Option : géotechnique et environnement, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, Soutenu le : 07/02/2012.

**SADAoui Omar** « Analyse critique des résultats des essais in situ et calcul de capacité portante des fondations en utilisant le pénétromètre statique et le pressiomètre. » Magister GC, Ing. Agence de Bejaia. Direction des ressources humaines département formation. « Les ateliers professionnels », Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, le 14 MAI 2008.

**MAKOUDI Mallek** « Analyse du comportement des sols de la zone portuaire de Bejaia soumis à la sollicitation sismique : cas du phénomène de liquéfaction. » Mémoire de Master 2, Option : Géotechnique et Environnement, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, Promotion 2010-2011

## Ø Document

Projet : Extension du nouveau quai-poste 24 du port de Bejaia, Dossier  
N° :300/06/Fost .E/0113/2010, Date : 23/11/2010.

## Ø Site

[www.google.fr](http://www.google.fr) « site internet Wikipédiat » ;

[www.google.earth.fr](http://www.google.earth.fr).

***Annexe 1***  
***Présentation du code FLAC<sup>2D</sup> version***  
***6.0***

*Annexe 1**Présentation du code FLAC<sup>2D</sup> version 6.0***1. Introduction**

Le système FLAC est un progiciel, développé par le groupe américain ITASCA, destiné à modéliser et à analyser les problèmes de géo-mécanique en général et de mécanique des sols en particulier.

Il existe deux interfaces dans FLAC, la première qui se base sur l'introduction des données par commande ligne en utilisant le langage FISH, donc la modélisation et l'analyse sont réalisées grâce à un programme qu'il faut confectionner. La deuxième interface est le GIIC *Graphique Interface for Itasca Codes* », cette dernière est pilotée par des menus déroulants, des boîtes de dialogues et des barres d'outils développées pour aider les utilisateurs de FLAC.

Parmi les caractéristiques de FLAC GIIC on peut citer :

- Définition du projet à modéliser en mode entièrement graphique ;
- Possibilité de présentation graphique du domaine étudié et de la représentation à l'écran des différents types de résultats de calcul ;
- Facilité d'effectuer une analyse statique et dynamique ;
- Possibilité de composer librement les impressions.

Nous présentons dans ce qui suit un bref aperçu sur les composants de l'interface graphique de FLAC GIIC Version 6.0 utilisé pour préparer ce travail.

**2. Le bureau de démarrage**

Après avoir effectué l'installation du logiciel FLAC, une icône de démarrage apparaît sur le bureau de l'ordinateur. En cliquant dessus une fenêtre principale et une boîte de dialogue apparaissent sur l'écran comme indiqué sur la figure 1.

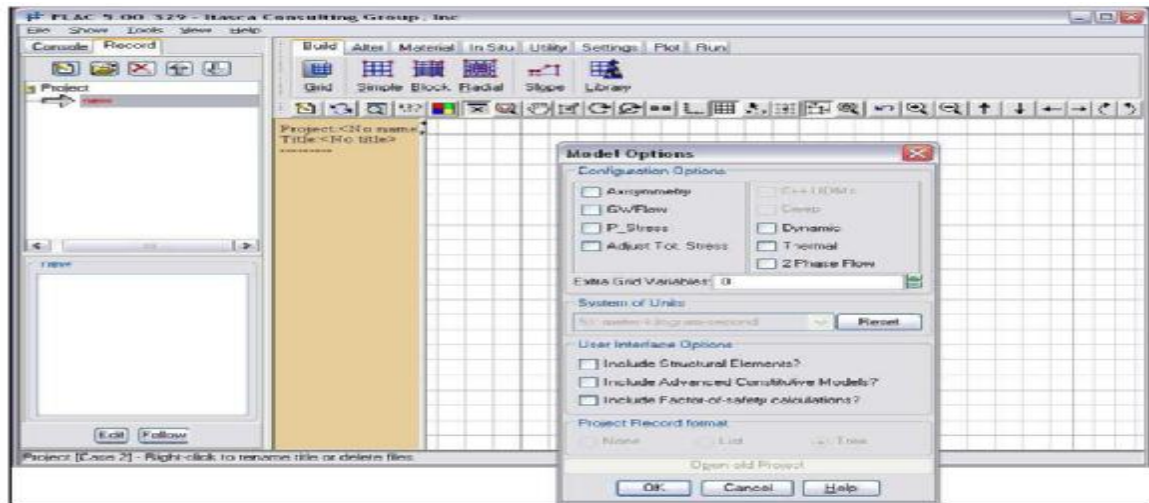


Fig.1. Le bureau de démarrage dans la configuration graphique de FLAC <sup>2D</sup>. GIIC.

## 2.1. Fenêtre principale

Les éléments importants de la fenêtre principale représentée sur la figure ci-dessus peuvent se résumer comme suit :

- Ø Barre de titre : sur laquelle sont affichées les informations de base concernant le logiciel (Nom, version ainsi que l'organisme qui a mis au point et développé ce logiciel.) ;
- Ø Menu déroulant principal : grâce auquel on peut accéder à toutes les commandes de Flac ;
- Ø Fenêtre de visualisation des données : elle sert à visualiser le déroulement des calculs lors de l'exécution.
- Ø Zone d'état : se trouvant dans la partie inférieure de la fenêtre principale, affiche les informations suivantes ; nom des fenêtres d'édition ouverte, coordonnées de la position du pointeur, unité utilisé...etc ;
- Ø Zone graphique : (fenêtre de l'éditeur graphique) qui sert à modéliser et visualiser le domaine discrétisé ainsi que tous les résultats de l'analyse ;

Ø Barre d'outils : c'est un type de menu dans lequel toutes les options de modélisation sont représentées par des icônes, et grâce auxquelles on procède à la discrétisation et l'analyse du domaine à étudier.

## 2.2. Fenêtre de dialogue « Model Options »

La fenêtre de dialogue « *Model Options* » apparaît à chaque lancement du logiciel FLAC GIIC ou bien à chaque fois qu'on lance un nouveau projet, figure 2.

Cette fenêtre permet de choisir le mode et le type d'analyse selon le problème à résoudre (analyse dynamique, thermique, fluage, axisymétrique....etc.).

On peut sélectionner aussi le système d'unité à utiliser tout au long de l'analyse, ainsi que les modèles de comportement définis dans FLAC GIIC. Des éléments structuraux peuvent être aussi inclus dans le modèle à analyser.

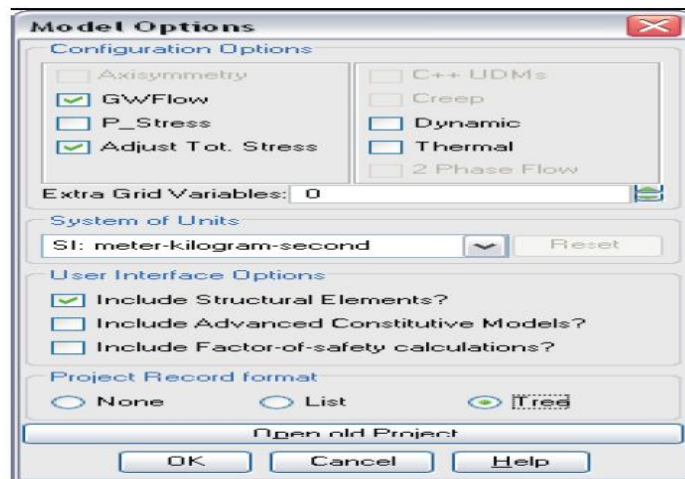


Fig.2. Fenêtre de dialogue « Model Options » dans la configuration graphique de FLAC 2D GIIC.

## 3. Menus déroulants et les barres d'outils

### 3.1. Menus déroulants

Le menu déroulant principal contient cinq composants figure 3, il donne accès à toutes les commandes de FLAC GIIC. On peut les résumer comme suit :



Fig.3. Menu déroulant principale dans la configuration graphique de  
FLAC GIIC.

#### **Menu File**

Le menu déroulant File, figure.4, contient les composants suivants :

Ø Model options : il nous permet de retourner à la boîte de dialogue « Model Options Dialog » pour choisir les options d'interfaces de l'élément à modéliser ;

Ø Open Project : il nous permet d'ouvrir un projet enregistré au préalable. Le nom du projet est identifié par l'extension `_.PRJ'` ;

Ø New Project : cet élément du menu lance un nouveau projet. En cliquant dessus, la boîte de dialogue « Model Options Dialog » s'ouvre pour entamer un nouveau projet après avoir fermé le projet déjà existant ;

Ø Save Project : pour effectuer automatiquement toute mise à jour ou modification d'un fichier en extension `_.PRJ'`, on enregistre le fichier avec la commande *Save Project*, sous une extension `_.SAV'` ;

Ø Save Project As : enregistrer un nouveau fichier en extension `_.SAV'` ou donner un autre nom pour un fichier déjà existant ;

Ø Import Record : importer des fichiers en extension `_.PRJ'` formant un seul programme d'un projet. Les commandes sont lues par FLAC mais pas exécuter automatiquement ;

Ø Export Record : son rôle est d'exporter des fichiers en extension `_.PRJ'` après avoir effectué des modifications ;

Ø Create Report : un fichier HTML sera créé lors de la lecture de tous les fichiers en extension `_.PRJ'` formant le programme du projet ;

Ø Print Plot Setup : cette commande permet de choisir le format d'impression de l'élément modélisé dans la fenêtre de l'éditeur graphique ;

Ø Print Plot : cette commande permet d'imprimer directement sur une imprimante l'élément se trouvant dans la fenêtre de l'éditeur graphique ;

Ø Color Preference Settings : cette commande contrôle tout le graphisme du logiciel FLAC GIIC ainsi on peut personnaliser les couleurs de toutes les fenêtres graphiques ;

Ø Preference Settings : ce composant du menu nous permet de personnaliser le contrôle de quelques commandes de FLAC GIIC ;

Ø Save Preferences : cette commande permet de sauvegarder toutes les modifications effectuées grâce aux deux dernières commandes citée ci-dessus ;

Ø Customer Title Information : permet d'inscrire le nom de l'acquéreur du logiciel FLAC afin qu'il puisse apparaître dans tous les traçages imprimés ;

Ø Exit GIIC : quitter le mode graphique de FLAC GIIC pour revenir au mode de commande ligne de FLAC ;

Ø Quit : sortir du logiciel FLAC.



Fig.4. Menu File dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

## Menu Show

La fenêtre principale de FLAC GIIC est divisée en six composantes d'affichage : *Main menu*, *Toolbar*, *Resources*, *Viewsbar*, *Statusbar* et *Fish Editor*. Elles sont rassemblées dans le menu *Show*, figure 5, dans lequel on peut activer ou désactiver l'une des six composantes.



Fig.5. Menu Show dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

Le menu Show contient les composants suivants :

Ø Tools : Cet élément permet aux outils de modélisation d'être visualisés dans une barre d'outils ou comme élément de menu. En outre, ils peuvent être présentés en tant que graphismes ou texte ou tous les deux. (Voir Menu Tools ci-dessous) ;

Ø Viewbar: Ses éléments peuvent être montrés comme un menu déroulant ou bien comme une barre d'outils qui peut être affichée ou cachée. (Voir Menu View ci-dessous) ;

Ø Resources: la zone de données de source peut être affichée ou cachée avec ces éléments ;

Ø Views: la zone graphique peut être affichée ou cachée avec ces éléments ;

Ø Statusbar: la zone d'état peut être affichée ou cachée avec ces éléments ;

Ø Fish Editor : la fenêtre de *Fish Editor* peut être activée ou désactivée avec ces éléments.

## ✚ Menu Tools

Le menu *Tools* contient toutes les commandes pour modéliser l'élément à étudier. Le menu *Tools* peut être sous une forme déroulante comme l'indique la figure 6, on peut aussi y accéder grâce à des barres d'outils, qu'on décrira dans la suite de cette annexe.



Fig.6. Menu Tools dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

## ✚ Menu View

Le menu *View* contient tous les outils de traçage et de vues utilisées dans le logiciel FLAC. Le menu *View* peut être sous une forme déroulante comme l'indique la figure.7, on peut aussi y accéder grâce à une barre d'outils, comme le montre la figure.7.



Fig.7. Menu View dans la configuration graphique de FLAC GIIC.



Fig.8. Menu View sous une forme de barre d'outils.

## Menu Help

Le menu *Help* (Aide), figure 9, permet d'accéder aux instructions et aux questions fréquemment posées au sujet de l'interface graphique du logiciel FLAC « *GIIC* ».



Fig.9. Menu Help dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

Le menu *Help* contient les composantes suivantes :

- Ø Overview: Vues d'ensemble sur le fonctionnement et les composants de FLAC GIIC ;
- Ø Components : contient des descriptions de toutes les commandes les barres d'outils ainsi que de tous les menus utilisés par FLAC ;
- Ø FAQ : liste des questions fréquemment posées ;
- Ø Index : Contient un recueil de tous les fichiers d'aide ;
- Ø PDF documentation : Ouvre la documentation en format PDF indiquée dans des configurations de préférence ;
- Ø About Itasca: Contient l'adresse d'Itasca Consulting Group, Inc;
- Ø About FLAC : Indique les références et la version du logiciel FLAC.

### 3.2. Barres d'outils

Pour effectuer une analyse complète d'un problème avec le logiciel FLAC GIIC, un ensemble de commandes ont été élaborées afin de faciliter à l'utilisateur la modélisation et l'analyse d'un modèle. Ces commandes sont assemblées dans une barre d'outils, figure 10, avec un ordre progressif et logique afin de résoudre le problème. On peut les résumer comme suit :

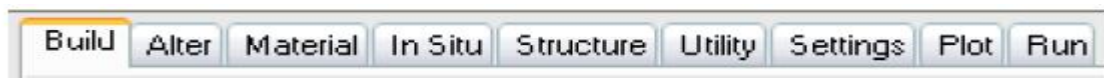


Fig.10. Barre d'outils dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

#### Barre d'outils BUILD

Les outils de la commande *BUILD* permettent de donner une première forme générale du domaine à étudier. On peut trouver aussi des modèles déjà prédéfinis auxquels on fait appel.



Fig.11. Barre d'outils BUILD dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

#### Barre d'outils ALTER

Après avoir fait une modélisation approximative du domaine à étudier, on peut ajuster ce dernier pour le rapprocher de la réalité et cela en effectuant des modifications grâce aux commandes de la barre d'outils *ALTER*, avec lesquelles on peut par exemple subdiviser notre domaine en plusieurs régions, créer d'autres régions, élaborer une excavation, modéliser les surfaces de contact ou bien raffiner le maillage dans des régions où on juge que c'est nécessaire, figure 12.



Fig.12. Barre d'outils ALTER dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

### Barre d'outils MATERIAL

Les lois de comportement (Modèles de comportement), ainsi que les propriétés des matériaux utilisées sont introduites dans la modélisation à l'aide de la barre d'outils *MATERIAL*. Parmi les lois de comportement qu'on trouve dans le logiciel FLAC on cite principalement : *Mohr-Coulomb*, *Drucker-Prager*, *Strain Softening/Hardening*, *Double Yield* et beaucoup d'autres ; ajouter à cela la possibilité d'introduire de nouvelles lois de comportement programmé avec le langage *FISH* qui est un langage inclus dans le logiciel FLAC à base du C++.



Fig.13. Barre d'outils MATERIAL dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

### Barre d'outils IN SITU

En utilisant les commandes de la barre d'outils *IN SITU*, figure 14, on déclare les conditions initiales et les conditions aux limites de notre modèle à étudier.



Fig.14. Barre d'outils IN SITU dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

### Barre d'outils STRUCTURE

Grâce aux commandes de la barre d'outils *STRUCTURE*, on peut modéliser n'importe quelle géométrie d'une structure qu'elles soient des poutres, des poteaux, des pieux, des câbles de précontrainte...etc. Comme l'indique la figure 15.

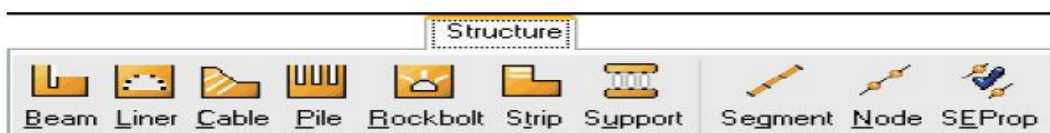


Fig.15 .Barre d'outils STRUCTURE dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

### Barre d'outils *UTILITY*

Les commandes de la barre d'outils *UTILITY* permettent d'accéder aux utilitaires dans FLAC qui facilitent la génération, la surveillance et le contrôle du modèle. On peut aussi accéder aux variables du modèle afin de surveiller leur influence pendant les cycles de calcul.

L'utilisateur peut introduire directement de nouvelles fonctions ou variables programmées par le langage *FISH*, inclus dans FLAC à base du C++ afin de compléter la modélisation du problème à résoudre ou enrichir la bibliothèque de FLAC GIIC.



Fig.16. Barre d'outils *SETTINGS* dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

### Barre d'outils *SETTINGS*

Pour effectuer des changements ou bien introduire des données afin de compléter la modélisation du problème à résoudre, on utilise les barres de commande fournies dans la barre d'outils *SETTINGS*. Grâce à ces dernières, on peut introduire la gravité, l'état de grandes ou petites déformations, les caractéristiques mécaniques de l'eau, le pas de calcul ainsi que les différents paramètres caractérisant une étude dynamique, de fluage ou bien thermique, figure 17.



Fig.17 .Barre d'outils *SETTINGS* dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

### Barre d'outils *PLOT*

Les barres de commande fournies dans la barre d'outils *PLOT*, sont associées au traçage de tous les résultats obtenus après la résolution du problème modélisé. On peut ainsi obtenir toutes les courbes selon les besoins du problème.

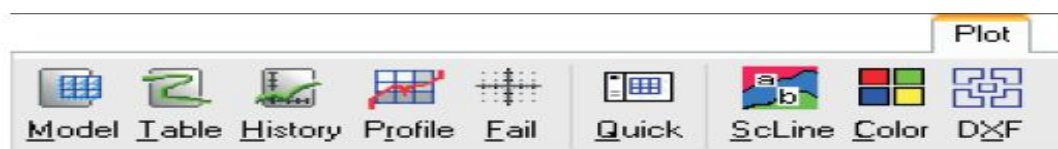


Fig.18. Barre d'outils PLOT dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

### Barre d'outils *RUN*

Les barres de commande fournies dans la barre d'outils *RUN*, sont associées à la phase de résolution des problèmes modélisés avec FLAC, figure 19.

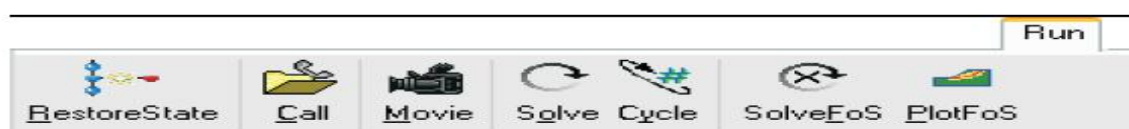


Fig.19. Barre d'outils RUN dans la configuration graphique de FLAC GIIC.