République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la recherche scientifique
Université de Dr Yahia FARES –MEDEA
Institut des Sciences et de la Technologie
Département de Génie de la matière
Filière: Génie civile
Option : géotechnique



Mémoire de fin d'étude en vu de l'obtention du diplôme de Master en Géotechnique

Thème :

Analyse des paramètres géotechniques et modélisation de l'interaction sol-structure en charge statique et dynamique pour le choix du type de fondation : Cas de la région d'EL-Achour et dely-brahim

Présente par :

- *Imad Eddine RAHMANI ;*
- *Ismet'Allah BOUMEDDIENE.*

Proposé et dirigé par :

- *Mr : Hamid GADOURI ;*
- *Mme : Amina LECHNANI.*

Promotion : 2014

Dédicace :

« Je dédie ce modeste travail :

À toute la famille, mon père, ma mère, et mes frères.

À toute les amis et proches.

À tous personne ayant contribué à ce travail de près ou de loin. »

Remerciements :

« Je remercie en premier Dieu pour tout.

Je remercie en second mes parents, qui ont sacrifiés leur vie pour notre bien.

En fin, mes sincères reconnaissances et gratitudes à tous mes enseignants, du primaire aux études supérieure et en particulier monsieur : Gadouri hamid
Et la promotrice de ce mémoire : Madame lechnani

Je remercie également le président et les membres de jury d'avoir accepté d'examiner mon travail. »

Résumé :

Ce travail consiste, d'une part, en un traitement des paramètres géotechniques des formations marneuses dans le Sahel Algérois où des problèmes d'instabilités (fissuration des murs, des fondations mises au nu, mouvements de terrain…etc.) ont été observés dans la région d'El –Achour et Dely –Brahim, et d'autre part, d'effectuer une analyse numérique à l'aide du code Plaxis 8.2 de l'interaction sol-structure (Bâtiment R+5 dans notre cas). Ce traitement sera basé sur l'analyse et l'interprétation des paramètres géotechniques des marnes du Plaisancien qui constituent le sol d'assise sur lequel le développement de la ville se dirige.

Les analyses de l'étude statistique de différents paramètres géotechniques ont montré que ces marnes sont influencées par l'altération due au contact avec l'atmosphère ce qui diminue leur résistance entraînant des problèmes de stabilité suite à un taux de gonflement très élevé en surface et qui diminue en fonction de la profondeur, et des lents mouvements qui peuvent s'accélérer par des facteurs déclenchant. Ceci nous a conduit de distinguer trois niveaux de marnes où on observe une unité de marne fortement altérée, fissurée et extrêmement gonflante qui a une épaisseur varie généralement de 0 à 5m, une unité de marne faiblement à moyennement altérée de gonflement moyen et parfois fissurée dont une épaisseur comprise entre 5 et 10m et une dernière unité de marne saine très dure et rarement gonflante qui peut se présenter au-delà de 10m de profondeur.

L'analyse numérique de l'interaction sol-structure pour deux types de charges (charge statique et charge dynamique) avec l'utilisation de deux systèmes de fondations (Radier seul et Radier-pieux) a permet de conclure que l'ouvrage implanté (Bâtiment) dans la région d'étude qui est caractérisée par une forte sismicité selon RPA 2003 ne sera en stabilité vis-à-vis les charges dynamiques qu'avec l'utilisation du système Radier-pieux qui semble le cas le plus défavorable.

Mots clés :

Marne – instabilité – paramètres géotechniques – Plaisancien – altération – gonflement – mouvements lents – facteurs accélérant.

Abstract:

This work consists, on one hand, treatment of geotechnical parameters marly formations in the Sahel of Algiers where problems of instability (cracking of walls, foundations laid bare, landslides ... etc...) Were observed in El-Achour and Dely Brahim region, and secondly, to carry out a numerical analysis using the Plaxis code 8.2 of soil-structure interaction (R Building 5 in our case). This treatment is based on the analysis and interpretation of geotechnical parameters of marl Plaisancian which constitute the subgrade on which the development of the city is headed.

The statistical analyzes of different geotechnical study showed that these parameters are influenced by the marl deterioration due to contact with the atmosphere which reduces their resistance causing stability problems due to a very high degree of swelling and the surface which decreases as a function of depth, and slow movements, which can be accelerated by the triggering factors. This led us to distinguish three levels of marl unit where highly weathered, cracked and extremely swelling which has a thickness observed generally ranges from 0 to 5m, a unit of marl weakly to moderately altered means swelling and sometimes cracked with a thickness between 5 and 10m and last unit very hard and rarely swelling that may occur beyond 10m deep sound marl.

Numerical analysis of soil-structure interaction for two types of loads (static and dynamic load) with the use of two foundation systems (single and Raft Raft-piles) has to conclude that the structure established (building) in the study area is characterized by high seismicity by RPA 2003 will be stability vis-à-vis the dynamic loads with the use of Raft-piles system that seems to be the worst case.

Keywords:

Marne - instability - geotechnical parameters - Plaisancian - alteration - swelling - slow movements - accelerating factors.

Table des matières :

Introduction général…….1

Première partie :

Chapitre I : présentation de la région d'étude

I-1- Situation géographique de la région d'étude...……..…3
I-2- Aperçu climatologique……...4
I-2-1- La pluviométrie…….4
I-2-2- La température……...6
I-3- L'hydrologie et l'hydrogéologie……....6
I-3-1- L'hydrologie……..6
I-3-2- L'hydrogéologie……7
I-3-3- L'hydrogéologie locale……7

Chapitre II : cadre géologique de la région d'étude

II-1- Géologie générale……9
II-1-1- Le Primaire……..9
II-1-2- Le Secondaire……..9
II-1-3- Le Tertiaire……9
II-1-3-1- Le Miocène……..9
II-1-3-2- Le Pliocène……..9
II-1-4- Le Quaternaire……11
II-1-4-1- Le Pléistocène…….11
II-1-4-2- Le Quaternaire récent……..12
II-2- Géologie régionale……12
II-3- Géophysique et sondages étalons……...13
II-3-1- Les sondages carottés……13
II-3-2- Reconnaissance géophysique……16
II-3-3- Aperçu tectonique et sismique de la région Algéroise……..17
II-3-3-1- La tectonique…….17
II-3-3-2- La sismique……....17

Chapitre III : Notions théoriques géotechnique

III-1- Reconnaissance des sols…….20
III-1-1- Principaux essais géotechnique réalisés sur les sols…….20
III-1-1-1- Essais en laboratoires…….20
III-1-1-2- Essais in situ……...21
III-2- Les sols marneux……..22
III-2-1- Définition……...22
III-2-2- Composition minéralogique des marnes……22
III-2-3- Classification des sols marneux…….26
III-2-4- Mécanisme d'altération……..27

Deuxième partie :

Chapitre IV : Analyse et interprétation des données géotechniques

IV-1- Analyse, descriptions et détermination des différents niveaux d'altération de la couche marneuse……32
IV-1-1- Essai en laboratoire……...32
IV-1-1-1- Limite d'Atterberg……..32
IV-1-1-2- Poids volumiques sèches et humides……..33
IV-1-1-3- Fraction des particules argileuses inférieures à (2µm)……34
IV-1-1-4-Indice de compression et indice de gonflement……35
IV-1-1-5- Essai de cisaillement……...36
IV-1-2- Paramètres géotechniques déterminés sur site……38
IV-2- Classification des paramètres géotechniques des sols……...40
IV-2-1- Méthodes empiriques……...40
IV-2-2- Méthode de Mitchell, (1975) et Gibbs, (1969)……41
IV-2-3- Méthode de Williams et Donaldson (1980)……42

Chapitre V : modélisation numérique par le code Plaxis 8,2 (vérification de l'interaction sol-structure en charge statique et dynamique)

Introduction……..46
V-1-Diffèrentes type de fondation……...46
V-1-1- Fondation superficielles……46
V-1-2- Les différentes semelles Superficielles……..47
V-1-3- Contrainte au sol……47
V-2- Fondation profondes……50
V-2-1- principe de fonctionnement……51
V-2-1-1-Cas d'un pieu isolé……51
V-2-1-2-Cas de groupes de pieux……52
V-3- Différents témoins d'instabilités dans la région d'étude……...54
V-4- Instabilités dues aux variations de volume (retrait-gonflement)……...54
V-4-1- Conséquences et désordres dus aux processus de retrait-gonflement……55
V-4-2- Photos montrant des instabilités volumiques……..55
V-5- Instabilités dues aux mouvements de terrains……...57
V-5-1- Fluage dans la région d'étude……57
V-5-2- Glissement de terrain dans la région d'étude……..58
V-6- Estimation et comparaison des déformations des marnes à l'aide du logiciel Plaxis 8.2…59
V-6-1- Présentation du logiciel PLAXIS 8.2……..59
V-6-1-1- la méthode des éléments finis……...59
V-6-2- Application et traitement sur Plaxis 8.2……..61
V-7- 1er cas : analyse de la stabilité en charge statique du terrain marneux au repos……..62
V-7-1- Définition du modèle géométrique et insertion des paramètres géotechniques…….62
V-7-2- Génération du maillage d'éléments finis……63
V-7-3- Les contraintes initiales……...63
V-7-4- Repense du milieu sollicité……..65
V-7-5- Déplacement total……66
V-7-6- Déplacement vertical maximal……67
V-7-7- Evolution des déplacements verticaux en fonction de la profondeur……..67
V-7-8- Les points plastiques……70
V-7-9- Les zones de cisaillement……71
Conclusion……..71
V-8- 2ème cas : analyse et vérification de la stabilité du système sol-bâtiment en charge dynamique pour deux cas de fondation (Radier et système radier-pieux) ……...……72
V-8-1- Justification du choix de la structure (07) à modéliser……...…72
V-8-2- Représentation et nature de la structure (07) à modéliser……...…72

Onde de surface……73
V-8-3-Analyse et vérification de la stabilité du système sol-bâtiment en charge dynamique (onde de surface) pour le cas d'un Radier général……73
V-8-3-1-Sous-programme (input)……..73
V-8-3-2- Sous-programme calculate……..77
V-8-3-1- Sous-programme « Output »……...80
V-8-4- Analyse et vérification de la stabilité du système sol-bâtiment en charge dynamique (onde de surface) pour le cas d'un Radier-pieu……..94
V-8-4-1- Présentation du système Radier-pieux…….94
V-8-4-2- Estimation du nombre de pieux minimal sous le Radier…….94
V-8-4-3- sous-programme input…….96
V-8-5-Sous-programme Curves…….98
Ondes de volumes……..109
V-8-5- Analyse et vérification de la stabilité du système sol-bâtiment en charge dynamique (onde de volume) pour le cas d'un Radier général……109
V-8-5-1- Sous-programme (input)……..109
V-8-5-2- Sous-programme «Calculate » ……111
V-8-5-3- Sous-programme « Output »……113
V-8-6-Analyse et vérification de la stabilité du système sol-bâtiment en charge dynamique (onde de volume) pour le cas d'un Radier-pieu…….127
V-8-6-1- Sous-programme (input)……..127
V-8-6-2- Sous-programme (calculate)……127
V-8-6-3- Sous-programme « Output »……129
V-8-7-Sous-programme Curves……...134
Conclusion……...144
V-9- 3ème cas : analyse et vérification de la stabilité du système sol-bâtiment en charge statique pour deux cas de fondation (Radier et système Radier-pieux)…….145
V-9-1- Analyse et vérification de la stabilité du système sol-bâtiment en charge statique pour le cas d'un Radier général……145
V-9-1-1- Présentation du Radier……..145
V-9-1-2-Sous-programme (input)……145
V-9-1-3-Sous-programme (calculate)……..147
V-6-1-4- Sous-programme « Output »……147
V-9-2- Analyse et vérification de la stabilité du système sol-bâtiment en charge statique pour le cas d'un système de fondation Radier-pieux……148
V-9-2-1-Sous-programme (input)…….148
V-9-2-2-Sous-programme (output)……...149
V-9-3-Sous-programme Curves……160
V-9-3-1- courbe contrainte-déformation (radier)……..160
V-9-3-2- courbe contrainte-déformation (radier-pieu)……..161
Conclusion……161

Conclusion général……...162

Références bibliographiques……...167

Annexes

Notation:

Nous donnons ci-dessous les principales notations utilisées dans ce mémoire et dans le domaine géotechnique en général :

A : aire latérale du pieu (m2)

A_p : Surface transversale du pieu

B : diamètre du pieu (m)

B : diamètre du forage (m)

c : cohésion du sol de fondation

c_u : Cohésion non drainée du sol sous la pointe du pieu

C : une constante (cm)

c_p , c_s: Coefficients empirique

$C_{incrément}$: C_f Modèle de Mohr-Coulomb

C_s , C_C : Les paramètres de compressibilité

D_{50}: Diamètre moyen des grains (mm)

D_r: Densité relative

D : diamètre du pieu (m)

D_e: Hauteur d'encastrement équivalente (m)

D : hauteur d'encastrement réelle du pieu (m)

D_c : Profondeur critique (m)

D : longueur du pieu dans la couche molle (m)

E_s: Module de réaction

E : module d'Young (KN/m2)

E_s: Module de Young du sol (KN/m2)

E : rendement du mouton

e : enfoncement permanent (refus)

E : efficacité du mouton

E_p : Module d'élasticité du matériau du pieu (KN/m2)

E_p : Module de Young du matériau du pieu (KN/m2)

E_{50}^{ref} : Module sécant dans un essai triaxial (KN/m2)

E_{oed}^{ref} : Module sécant dans un essai œdométrique (KN/m2)

E_{ur}^{ref} : Module en décharge (KN/m2)

f : résistance au frottement unitaire à la profondeur (z) (KN)

f_{av} : Résistance au frottement unitaire

f_s : Frottement latéral unitaire (KN/m2)

f_u: Résistance au frottement unitaire lors de l'arrachement du pieu (KN/m2)

F_s : Facteur de sécurité

G_s : Module de cisaillement du sol (KN/m2)

G_{sf} : Frottement négatif total (KN/m2)

G : module de cisaillement (KN/m2)

h : hauteur de chute du mouton (m)

H_E : Taux d'énergie du mouton

H : hauteur de chute du mouton (m)

H_e : Taux d'énergie max du mouton manufacturé

H : hauteur du remblai (m)

h : hauteur d'action du frottement négatif dans le sol compressible

*I*r : indice de rigidité

I_{wp}, I_{ws} : Coefficients d'influence k : coefficient de réaction (kN/m)

K : coefficient de poussée des terres

K_0 : Coefficient des poussées des terres au repos

K_c : Coefficient de portance

K_u : Coefficient à l'arrachement

K_p : Coefficient de réaction surfacique horizontal

K_h: Module de réaction horizontale surfacique

K_0^{NC} : Coefficient des terres au repos pour un sol normalement consolidé

L_b : Longueur d'ancrage dans la couche portante (m)

ΔL : longueur du pieu (m)

L : longueur du pieu (m)

M_0 : Moment en tête du pieu (KN.m)

m : puissance

M : paramètre lié à *K NC* 0

N_c^*, N_q^*,N_γ^* : Coefficients de capacité portante

N : résistance de pénétration standard moyen près du pieu

N_C: Charge critique de flambement (KN)

P : la réaction du sol (KN/m)

p : pression de réaction (KPa)

P(y) : courbe de réaction du sol

P_u : Réaction ultime

P : périmètre de la section transversale du pieu (m)

P : masse frappée (pieu+ casque + accessoire) (KN)

$P_{le}{}^*$: Pression limite nette équivalente

$P_l{}^*$(z) : pression limite à la profondeur (z)

P : périmètre du pieu (m)

P^{ref}: Contraintes de références (KN/m2)

Q : charge totale du pieu (kN)

Q_t : Charge totale du pieu en arrachement (kN)

Q_c : Charge totale du pieu en compression (kN)

Q_s : Charge de frottement axial (kN)

Q_p : Charge en pointe du pieu (kN)

Q_{cu} : charge limite de compression (kN)

Q_{pu} : charge limite en pointe (kN)

Q_{su} : charge limite de frottement latéral (kN)

q_p : Pression limite sous la pointe du pieu (kN/m2)

q_s : Frottement latéral unitaire limite le long du pieu (kN/m2)

Q_u : Capacité portante globale ultime du pieu (kN/m2)

q_s : Frottement latéral unitaire limite le long du pieu (kN/m2)

Q_u : Capacité portante globale ultime du pieu (kN/m2)

q_p : Capacité portante unitaire (kN/m2)

q' : contrainte effective au niveau de la pointe (kN/m2)

q_l: Résistance de pointe limite (kN/m2)

q_{cu} : Résistance de pointe équivalente (KN)

q_c(z) : résistance de pointe lissée à la profondeur (z) (KN)

q_{pu} : Contrainte limite de pointe (KN/m2)

q_{cu} : Résistance de pointe équivalente (KN)

q_{cc} : Résistance de pointe corrigée (KN)

Q_1 , Q_2 : Courbes de frottement latéral

ΔQ : charge par incréments (KN/m2)

Q_{le} : Charge limite conventionnelle (KN/m2)

Q_{ce} : Charge critique de fluage conventionnelle (KN/m2)

Q_{add} : Capacité portante admissible (KN/m2)

Q_{wp} : Charge supporté par la pointe du pieu (KN)

Q_{ws} : Résistance au frottement du pieu (KN)

q_{ws} : Charge de pointe par unité de surface (KN/m2)

q_0 : Surcharge (KN)

Q_{cu} : Charge critique de fluage (kN)

R_n: Rugosité normalisée

R_p : Rugosité relative de l'interface

R_f : Rapport de frottement

R_f : Coefficient à la rupture

R_{int} : Coefficient d'interface

S: section de la pointe du pieu (m2)

S : pénétration du pieu par coup du mouton

S : tassement élastique total du pieu (mm)

S_1: Tassement élastique du puit (mm)

S_2: Tassement élastique dû à la pointe du pieu (mm)

S_3: Tassement élastique dû à la transmission de la charge le long du puit (mm)

S_t : Déplacement de la tête du pieu (mm)

S_p : Déplacement de la pointe du pieu (mm)

T_{ug} : Capacité portante ultime globale (KN/m2)

T_{un}: Capacité portante résiduelle à l'arrachement (KN/m2)

U_x : Déplacement horizontal (m)

U_y: Déplacement vertical (m)

W_R : Poids du mouton (KN)

W_P : Poids du pieu (KN)

W : poids effectif du pieu (KN)

σ'_0 : La contrainte effective normale moyenne au niveau de la pointe du pieu (KN/m2)

σ'_v : Contrainte effective verticale à la profondeur (z) (KN/m2)

$\overline{\sigma'_v}$: Contrainte effective moyenne pour la longueur d'ancrage

σ'_v : Contrainte effective à long terme verticale, à l'interface sol-pieu (KN/m2)

σ'_h : Contrainte effective à long terme horizontale, à l'interface sol-pieu (KN/m2)

$\sigma_{tension}$: Résistance à la traction (KN/m2)

φ_R : Angle de frottement interne (°)

φ: Force réduite

φ_{av} : Angle de frottement à volume constant (°)

φ_u : Angle de frottement non drainé (°)

φ: Angle de frottement effectif (°)

v_s: Coefficient de poisson

v_{ur} : Coefficient de poisson en décharge recharge

Δ : déformation volumique moyenne dans la zone plastique sous la pointe du pieu

δ : angle de frottement (interaction) sol-pieu (°)

α_n: Pente du segment de la courbe de déplacement en fonction du logarithme décimal du temps

ξ: dépend de la distribution de la résistance au frottement dans le puit du pieu

λ : coefficient d'accrochage

λ : demi-longueur réduite

λ^* : Indice de compression

α' : coefficient d'adhésion sol-pieu

Ψ: angle de dilatance (°)

μ^* : Indice de fluage

α_n : vitesse de fluage

Liste des abréviations

Abréviations	**Désignations**
LNHC	Laboratoire national de l'habitat et de la construction.
ONM	L'office national de la métiologie.
INDC	Institut national de la cartographie.
LCPC	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.
USTHB	Université des sciences et de la technologie de Houari Boumedienne

Liste des figures

N° de Fig	Titres des figures	pages
Chapitre I		
Fig.I.1 :	Carte géographique montre les limites administratives de la capitale Alger (1/200.000) ; Source (A.N.A).	03
Fig.I.2 :	Situation géographique du secteur d'étude (1/200.000), source (O.N.C).	04
Fig.I.3 :	Diagramme ombrothermique des précipitations et des températures de la décennie (1988 - 1998), (O.N.M).	05
Fig.I.4 :	Histogramme de la distribution mensuelle des précipitations au cours de la décennie (1988 – 1998), (O.N.M).	05
Fig.I.5 :	Histogramme de la distribution des précipitations moyennes annuelles au cours de la décennie (1988 – 1998), (O.N.M).	05
Fig.I.6 :	Courbe des variations mensuelles des températures maximales, minimales et moyennes de la décennie (1988 – 1998), (O.N.M).	06
Chapitre II		
Fig.II.1 :	Le pliocène de la région d'Alger. (D'après DJEDIAT. Y, 1996).	10
Fig.II.2 :	Coupe stratigraphique du pliocène à EL-Acheur. (G. Cheikh– Lounis, 1994).	12
Fig.II.3 :	Contact Astien – plaisancien à EL- Daly Brahim. (G. Cheikh– Lounis, 1994).	13
Fig.II.4 :	Coupes lithologiques à Dely –Brahim (L.N.H.C, Oued Samar).	14
Fig.II.5 :	Coupes lithologiques à El –Achour (L.N.H.C, Oued Samar).	15
Fig.II.6 :	Carte des zones sismiques (Oct 1971), source (C.R.A.A.G)	18
Chapitre III		
Fig.III.1 :	Les deux structures élémentaires des feuillets d'argile.	22
Fig.III.2 :	Arrangement des feuillets de kaolinites.	22
Fig.III.3 :	Arrangements des feuillets de smectites.	24
Fig.III.4 :	Altération physique par Les alternances de gel-dégel.	27
Fig.III.5 :	Altération physique causée par les racines des plantes.	28
Fig.III.6 :	Schéma expérimental représente les domaines d'altérations chimiques.	28
Chapitre IV		
Fig.IV.1 :	Illustration de la position des minéraux argileux sur l'abaque de plasticité de Casagrande en fonction des valeurs de (W_L et W_P) données par les marnes des trois unités. (D'après Casagrande, 1948 et Mitchell, 1976).	32
Fig.IV.2 :	Variation du poids volumique sèche et du poids volumique humide en fonction de la profondeur (Z) pour les trois unités (I, II et III).	33
Fig.IV.3 :	Variation du pourcentage d'argile de la fraction inférieure à (2µm) en fonction de la profondeur (Z) pour les trois unités (I, II et III).	34
Fig.IV.4 :	Trois niveaux de marnes distingués grâce à la variation de l'indice de compression (Ct) et l'indice de gonflement (Cg) en fonction de la profondeur (Z).	35
Fig.IV.5 :	Trois niveaux de marnes distingués grâce à la variation de la cohésion non drainée en fonction de la profondeur (Z).	36
Fig.IV.6 :	Variation de la résistance Rd en pointe en fonction de la profondeur.	39

Fig.IV.7 :	Evaluation du potentiel d'affaissement (retrait) et de l'expansibilité (gonflement) des marnes des trois unités. (Inspiré de Mitchell, 1975 et de Gibbs, 1969).	42
Fig.IV.8 :	Evaluation du potentiel de gonflement (EP) selon l'abaque de Williams	43
Fig.IV.9 :	Lithologie générale de celle région.	45
	Chapitre V	
Fig.V.1 :	Coupe verticale sur semelle superficielles.	46
Fig.V.2 :	Semelle rigide pour un sol de bonne qualité.	47
Fig.V.3 :	caractéristiques de fondation profonde.	51
Fig.V.4 :	frottement entre le pieu et le sol.	52
Fig.V.5 :	principe de fonctionnement (pieu et groupe des pieux).	53
Fig.V.6 :	la charge limite d'un pieu isole.	54
Fig.V.7 :	Définition du modèle géométrique (Gadouri. H et Khellas. M 2010).	62
Fig.V.8 :	Maillage du modèle (Gadouri. H et Khellas. M 2010).	63
Fig.V.9 :	Distribution des pressions interstitielles (Gadouri. H et Khellas. M 2010).	64
Fig.V.10 :	Champ des contraintes effectives (Gadouri. H et Khellas. M 2010).	65
Fig.V.11 :	Déformation du modèle sollicité (Gadouri. H et Khellas. M 2010).	66
Fig.V.12 :	Déplacement total engendré dans le modèle (Gadouri. H et Khellas. M 2010).	66
Fig.V.13 :	Déplacement vertical maximal provoqué par la charge appliquée (Gadouri. H et Khellas. M 2010).	67
Fig.V.14 :	Vue en coupe d'un déplacement vertical en unité (I.a) (Gadouri. H et Khellas. M 2010).	67
Fig.V.15 :	Vue en coupe d'un déplacement vertical en unité (I.b) (Gadouri. H et Khellas. M 2010).	68
Fig.V.16 :	Vue en coupe d'un déplacement vertical en unité (II) (Gadouri. H et Khellas. M 2010).	68
Fig.V.17 :	Vue en coupe d'un déplacement vertical en unité (III.a) (Gadouri. H et Khellas. M 2010).	69
Fig.V.18 :	Vue en coupe d'un déplacement vertical en unité (III.b) (Gadouri. H et Khellas. M 2010).	69
Fig.V.19 :	L'étendue de la zone plastique donnée par le système (Gadouri. H et Khellas. M 2010).	70
Fig.V.20 :	Déformation de cisaillement maximale présentée par les trois unités (Gadouri. H et Khellas. M 2010).	71
Fig.V.21 :	limite géométrique du modèle choisi.	73
Fig.V.22 :	activation de la nappe phréatique.	74
Fig.V.23 :	Génération de la pression interstitielle.	74
Fig.V.24 :	Génération des contraintes effectives.	75
Fig.V.25 :	génération du maillage.	75
Fig.V.26 :	caractéristiques du modèle adopté.	76
Fig.V.27 :	Coefficient de la raideur du sol.	76
Fig.V.28 :	Différentes phases de calcul.	77
Fig.V.29 :	Définition de la phase 1.	77
Fig.V.30 :	Définition de la phase 2.	78
Fig.V.31 :	Importation de la charge dynamique.	78
Fig.V.32 :	Caractéristiques de l'onde sismique de surface.	79
Fig.V.33 :	progression de calcule.	79
Fig.V.34 :	progression de calcule.	79

Fig.V.35 :	résultats montrant la réussite des deux phases de calculs qui s'affichent en couleur verte.	80
Fig.V.36 :	Déformation du modèle.	81
Fig.V.37 :	Aperçu montrant le déplacement de l'ouvrage.	81
Fig.V.38 :	degré de saturation.	82
Fig.V.39 :	L'étendue de la zone plastique donnée par le système.	82
Fig.V.40 :	Déplacement total engendré dans le modèle.	83
Fig.V.41 :	Déplacement verticale engendré dans le modèle.	83
Fig.V.42 :	Déplacement total engendré dans le modèle	84
Fig.V.43 :	Vue en coupe d'un déplacement total en unité (I.a).	84
Fig.V.44 :	Vue en coupe d'un déplacement vertical en unité (I.a).	85
Fig.V.45 :	Vue en coupe d'un déplacement horizontal en unité (I.a).	85
Fig.V.46 :	Vue en coupe d'un déplacement total en unité (I.b).	86
Fig.V.47:	Vue en coupe d'un déplacement vertical en unité (I.b).	86
Fig.V.48 :	Vue en coupe d'un déplacement horizontal en unité (I.b).	87
Fig.V.49 :	Vue en coupe d'un déplacement total en unité (II).	87
Fig.V.50 :	Vue en coupe d'un déplacement vertical en unité (II).	88
Fig.V.51 :	Vue en coupe d'un déplacement total en unité (II).	88
Fig.V.52 :	Vue en coupe d'un déplacement total en unité (III.a).	89
Fig.V.53 :	Vue en coupe d'un déplacement vertical en unité (III.a).	89
Fig.V.54 :	Vue en coupe d'un déplacement horizontal en unité (III.a).	90
Fig.V.55 :	Vue en coupe d'un déplacement total en unité (III.b).	90
Fig.V.56 :	Vue en coupe d'un déplacement vertical en unité (III.b).	91
Fig.V.57 :	Vue en coupe d'un déplacement horizontal en unité (III.b).	91
Fig.V.58 :	accélération total engendré dans le modèle.	92
Fig.V.59 :	accélération vertical engendré dans le modèle.	93
Fig.V.60 :	accélération horizontal engendré dans le modèle.	93
Fig.V.61 :	Schéma représentant la position des pieux sous le Radier du Bâtiment.	95
Fig.V.62 :	limite géométrique du modèle choisi.	96
Fig.V.63 :	réponse de modèle pour 2 secondes.	96
Fig.V.64 :	Caractéristiques de l'onde sismique de surface.	97
Fig.V.65 :	progression de calcule.	97
Fig.V.66 :	réponse de modèle pour 3 secondes.	98
Fig.V.67 :	Variation du déplacement totale en fonction de temps au point A.	99
Fig.V.68 :	Variation du déplacement totale en fonction de temps au point F.	99
Fig.V.69 :	Variation du déplacement totale en fonction de temps au point D.	100
Fig.V.70 :	Variation du l'accélération en fonction de temps au point A.	101
Fig.V.71 :	Variation du l'accélération en fonction de temps au point F et D.	101
Fig.V.72 :	Variation du la pression interstitielle en fonction de temps au point A.	102
Fig.V.73 :	Variation du la pression interstitielle en fonction de temps au point F.	102
Fig.V.74 :	Variation du la pression interstitielle en fonction de temps au point D.	103
Fig.V.75 :	Variation du déplacement total en fonction de temps au point A.	104
Fig.V.76 :	Variation du déplacement total en fonction de temps au point F.	104
Fig.V.77 :	Variation du déplacement total en fonction de temps au point D.	105
Fig.V.78 :	Variation du l'accélération en fonction de temps au point A.	105
Fig.V.79 :	Variation du l'accélération en fonction de temps au point F.	106
Fig.V.80 :	Variation du l'accélération en fonction de temps au point D.	106
Fig.V.81 :	Variation du la pression interstitielle en fonction de temps au point A.	107
Fig.V.82 :	Variation du la pression interstitielle en fonction de temps au point F.	107

Fig.V.83 :	Variation du la pression interstitielle en fonction de temps au point D.	108
Fig.V.84 :	limite géométrique du modèle choisi.	109
Fig.V.85 :	activation de la nappe phréatique.	109
Fig.V.86 :	Génération de la pression interstitielle	110
Fig.V.87 :	Génération des contraintes effectives.	110
Fig.V.88 :	Différentes phases de calcul.	111
Fig.V.89 :	définition de la phase1.	111
Fig.V.90 :	Importation de la charge dynamique.	112
Fig.V.91 :	progression de calcul.	112
Fig.V.92 :	résultats montrant la réussite des deux phases de calculs qui s'affichent en couleur verte	113
Fig.V.93 :	Déformation du modèle.	113
Fig.V.94 :	degré de saturation.	114
Fig.V.95 :	la distribution des points plastiques.	114
Fig.V.96 :	Déplacement total engendré dans le modèle.	115
Fig.V.97 :	Déplacement vertical engendré dans le modèle.	115
Fig.V.98 :	Déplacement horizontal engendré dans le modèle.	116
Fig.V.99 :	Vue en coupe d'un déplacement total en unité (I.a).	117
Fig.V.100 :	Vue en coupe d'un déplacement vertical en unité (I.a).	117
Fig.V.101 :	Vue en coupe d'un déplacement horizontal en unité (I.a).	118
Fig.V.102 :	Vue en coupe d'un déplacement total en unité (I.b).	118
Fig.V.103 :	Vue en coupe d'un déplacement vertical en unité (I.b).	119
Fig.V.104 :	Vue en coupe d'un déplacement horizontal en unité (I.b).	119
Fig.V.105 :	Vue en coupe d'un déplacement total en unité (II).	120
Fig.V.106 :	Vue en coupe d'un déplacement vertical en unité (II).	120
Fig.V.107 :	Vue en coupe d'un déplacement horizontal en unité (II).	121
Fig.V.108 :	Vue en coupe d'un déplacement totale en unité (III.a).	121
Fig.V.109 :	Vue en coupe d'un déplacement vertical en unité (III.a).	122
Fig.V.110 :	Vue en coupe d'un déplacement horizontal en unité (III.a).	122
Fig.V.111 :	Vue en coupe d'un déplacement vertical en unité (III.b).	123
Fig.V.112 :	Vue en coupe d'un déplacement vertical en unité (III.b).	123
Fig.V.113 :	Vue en coupe d'un déplacement horizontal en unité (III.b).	124
Fig.V.114 :	accélération total engendré dans le modèle.	125
Fig.V.115 :	accélération vertical engendré dans le modèle.	125
Fig.V.116 :	accélération horizontal engendré dans le modèle.	125
Fig.V.117 :	limite géométrique du modèle choisi.	127
Fig.V.118 :	Différentes phases de calcul.	127
Fig.V.119 :	progression de calcul.	128
Fig.V.120 :	résultats montrant la réussite des deux phases de calculs qui s'affichent en couleur verte.	128
Fig.V.121 :	Déformation du modèle.	129
Fig.V.122 :	degré de saturation.	129
Fig.V.123 :	la distribution de point plastique.	130
Fig.V.124 :	Déplacement total engendré dans le modèle.	130
Fig.V.125 :	Déplacement horizontal engendré dans le modèle.	131
Fig.V.126 :	Déplacement vertical engendré dans le modèle.	131
Fig.V.127 :	accélération total engendré dans le modèle.	132
Fig.V.128 :	accélération horizontal engendré dans le modèle.	132
Fig.V.129 :	accélération vertical engendré dans le modèle.	133

Fig.V.130 :	Variation du déplacement totale en fonction de temps au point A.	134
Fig.V.131 :	Variation du déplacement totale en fonction de temps au point F.	134
Fig.V.132 :	Variation du déplacement totale en fonction de temps au point D.	135
Fig.V.133 :	Variation du l'accélération en fonction de temps au point A.	136
Fig.V.134 :	Variation du l'accélération en fonction de temps au point F.	136
Fig.V.135 :	Variation du l'accélération en fonction de temps au point D.	137
Fig.V.136 :	Variation de la pression interstitielle en fonction de temps au point A.	138
Fig.V.137 :	Variation de la pression interstitielle en fonction de temps au point F.	138
Fig.V.138 :	Variation de la pression interstitielle en fonction de temps au point D.	139
Fig.V.139 :	Variation du déplacement en fonction de temps au point A.	140
Fig.V.140 :	Variation du déplacement en fonction de temps au point F.	140
Fig.V.141 :	Variation du déplacement en fonction de temps au point D.	141
Fig.V.142 :	Variation du l'accélération en fonction de temps au point A.	141
Fig.V.143 :	Variation du l'accélération en fonction de temps au point F.	142
Fig.V.144 :	Variation du l'accélération en fonction de temps au point D.	142
Fig.V.145 :	Variation du la pression interstitielle en fonction de temps au point A.	143
Fig.V.146 :	Variation du la pression interstitielle en fonction de temps au point D.	143
Fig.V.147 :	Variation du la pression interstitielle en fonction de temps au point F.	144
Fig.V.148 :	limite géométrique du modèle choisi.	145
Fig.V.149 :	Génération de la pression interstitielle.	146
Fig.V.150 :	Génération des contraintes effectives.	146
Fig.V.151 :	progression de calcul.	147
Fig.V.152 :	Déformation du modèle.	147
Fig.V.153 :	limite géométrique du modèle choisi.	148
Fig.V.154 :	résultats montrant la réussite des deux phases de calculs qui s'affichent en couleur verte.	148
Fig.V.155 :	Déformation du modèle.	149
Fig.V.156 :	degré de saturation.	149
Fig.V.157 :	la distribution des points plastiques.	150
Fig.V.158 :	Déplacement total engendré dans le modèle.	150
Fig.V.159 :	Déplacements horizontaux engendré dans le modèle.	151
Fig.V.160 :	Déplacements verticaux engendré dans le modèle.	151
Fig.V.161 :	Vue en coupe d'un déplacement total en unité (I.a).	152
Fig.V.162 :	Vue en coupe d'un déplacement vertical en unité (I.a).	153
Fig.V.163 :	Vue en coupe d'un déplacement horizontale en unité (I.a).	153
Fig.V.164 :	Vue en coupe d'un déplacement total en unité (I.b).	154
Fig.V.165 :	Vue en coupe d'un déplacement horizontale en unité (I.b).	154
Fig.V.166 :	Vue en coupe d'un déplacement vertical en unité (I.b).	155
Fig.V.167 :	Vue en coupe d'un déplacement totale en unité (II).	155
Fig.V.168 :	Vue en coupe d'un déplacement horizontale en unité (II).	156
Fig.V.169 :	Vue en coupe d'un déplacement vertical en unité (II).	156
Fig.V.170 :	Vue en coupe d'un déplacement total en unité (III.a).	157
Fig.V.171 :	Vue en coupe d'un déplacement horizontal en unité (III.a).	157
Fig.V.172 :	Vue en coupe d'un déplacement horizontal en unité (III.b).	158
Fig.V.173 :	Vue en coupe d'un déplacement total en unité (III.b).	158
Fig.V.174 :	Vue en coupe d'un déplacement horizontal en unité (III.b).	159
Fig.V.175 :	Vue en coupe d'un déplacement vertical en unité (III.b).	159
Fig.V.176 :	courbe contrainte-déformation (radier).	160
Fig.V.177 :	courbe contrainte-déformation (radier-pieu).	161

Liste des tableaux

N° de Tab	Titre des tableaux	Pages
Tab.I.1 :	Précipitations en mm enregistrées dans la station de D.E.B (1988-1998).	Annexe I
Tab.I.1 :	Température en (C°) enregistrée dans la station de D.E.B (1988-1998).	Annexe I
Tab.I.1 :	Précipitation et température moyennes mensuelle.	Annexe I
Tab.II.1 :	Corrélation résistivité-lithologie (site 02 : El –Achour). (G. Boualia et S. Zaki, 2002).	16
Tab.II.2 :	Chronologie des séismes ayant affectés la région Algéroise.	17
Tab.III.1 :	Capacité d'échange de cations (CEC) de quelques minéraux.	24
Tab.III.2 :	Propriétés hydrogéologiques dès la roche marneuse.	26
Tab.III.3 :	Qualificatif selon la teneur en carbonate.	27
Tab.IV.1 :	Les essais pénétrométriques effectués	38 Annexe III
Tab.IV.2 :	Estimation du gonflement par diverses techniques de prédiction (Unité I).	40 Annexe II
Tab.IV.3 :	Estimation du gonflement par diverses techniques de prédiction (Unité II).	40 Annexe II
Tab.IV.4 :	Estimation du gonflement par diverses techniques de prédiction (Unité III).	41 Annexe II
Tab.V.1 :	Différentes valeurs de contrainte fixée à l'avance.	47
Tab.V.2 :	Différents paramètres géotechniques des trois unités de marnes (Gadouri. H et Khellas. M 2010)	61
Tab.V.3 :	Profondeur des coupes effectuées sur les couches du modèle (Gadouri. H et Khellas. M 2010).	70
Tab.V.4 :	résumant les différents types de déplacements engendrés	84
Tab.V.5 :	résumant les différents types de déformations en fonction de la profondeur	92
Tab.V.6 :	regroupant les accélérations engendrées	94
Tab.V.7 :	résumant les différents types de déplacements engendrés	116
Tab.V.8 :	résumant les différents types de déformations en fonction de la profondeur	124
Tab.V.9 :	regroupant les accélérations engendrées	126
Tab.V.10 :	résumant les différents types de déplacements engendrés	152
Tab.V.11 :	résumant les différents types de déformations en fonction de la profondeur	160

Introduction générale :

La région objet de notre étude, est en cours d'urbanisation intense, elle est située au Sud – Ouest d'Alger, sur des terrains marneux Plaisanciens, épais à couverture gréso-sableuse Astienne, très érodée formant en particulier les plateaux d'El –Achour et Daly –Brahim.

Les marnes Plaisanciennes couvrent une large surface du Sahel d'Alger, et représentent le substratum sur lequel le développement de cette ville se dirige. Des premières tentatives pour construire sur cette formation géologique ont été mal conduites et, de ce fait, des instabilités et des mouvements de terrain se sont produits, avec des conséquences financières importantes.

Durant ces dernières années, Alger a été marquée par la diversité et l'ampleur des phénomènes d'instabilités, de nombreux ouvrages construits sur des marnes ont montré des signes de dégradations sous forme de fissures sur les superstructures, d'autres déformés et d'autres très déplacés ou complètement renversés. Egalement, des chaussées ondulées, des arbres inclinés (solifluxion), des fondations mises au nu, des égouts cassés et hors état de service. Les dommages ont touché également des remblais routiers, des chaussées et des fondations. Ces instabilités (dégradations) ont été bien constatées sur les ouvrages construits dans les deux régions d'EL –Achour et de Daly –Brahim. La liste est très longue et elle peut s'allonger d'avantage si jamais on procède à un recensement ou à des études d'expertises.

Les instabilités les plus fréquentes sont connues dans les marnes plaisanciennes du Sahel d'Alger, qui présentent une épaisseur allant jusqu'à 200m, et qui varie avec la pente et le contexte topographique, cet horizon est représenté par un sol fin de très forte plasticité, de faible résistance au cisaillement et de faible perméabilité.

Ce modeste travail est consacré à une analyse et interprétation des paramètres géotechniques de la région d'EL –Achour et Daly –Brahim, et de mettre en évidence le choix du type de fondation à envisager à travers l'analyse numérique d'un ouvrage (bâtiment) pour deux cas principaux qui servent comme travail complémentaire. Dans ce contexte notre travail consiste en :

- Une présentation de la région d'étude (localisation géographique) ;

- Une étude climatologique, hydrographique, hydrologique et hydrogéologique en vue de faciliter la reconnaissance de l'origine de différents phénomènes d'instabilités (désastres) qui ont touchés la région.
- Une étude géologique qui nous permettra, d'une part, d'identifier les différentes formations géologiques de la région et d'autre part, de confirmer les investigations géotechniques ;

- Une collecte des données géotechniques mesurées et déduites en laboratoire et aussi bien in-situ à travers différentes sources (LHCC de Oued Samar et LHCC de Koléa) effectuées dans la région d'étude ;

- Une analyse et interprétation des données collectées en vue de mettre en évidence la classification du sol de la région concernée, le comportement du site à étudier et de déterminer la profondeur minimale pour l'implantation et l'encrage de différents types de fondations à envisager ;

- Une analyse numérique (modélisation numérique par le Code PLAXIS version 8.2) d'un ouvrage (bâtiment R+5 avec un sous-sol R-1) implanté dans la région d'étude pour le choix et la validation du type de la fondation à adopter où l'ouvrage va subir soit une charge statique (ex : poids propre de l'ouvrage, ……..etc.) ou soit une charge dynamique (ex : séisme, ……..etc.).

- En dernier, on essayera de fournir des conclusions et de recommandations qui vont servir à prendre attention et les précautions nécessaires avant, durant et après la réalisation des ouvrages dans cette région.

I-1- Situation géographique de la région d'étude :

El – Achour et Daly –Brahim font partie de la wilaya d'Alger, cette dernière est limitée au Nord par la mer méditerranéenne, au Sud par la wilaya de Blida, à l'Est par la wilaya de Boumerdès, à l'Ouest par la wilaya de Tipaza **(Fig.I.1).**



Fig.I.1 : Carte géographique montrant la situation de la capitale d'Alger (1/200.000) ; Source (A.N.A).

La région objet de notre étude est limitée par les communes :

- Beni Messous au Nord ;
- Bir Mourad Raïs à l'Est ;
- Ouled Fayet à l'Ouest ;
- Draria et Baba Hassen au Sud **(Fig.I.2).**

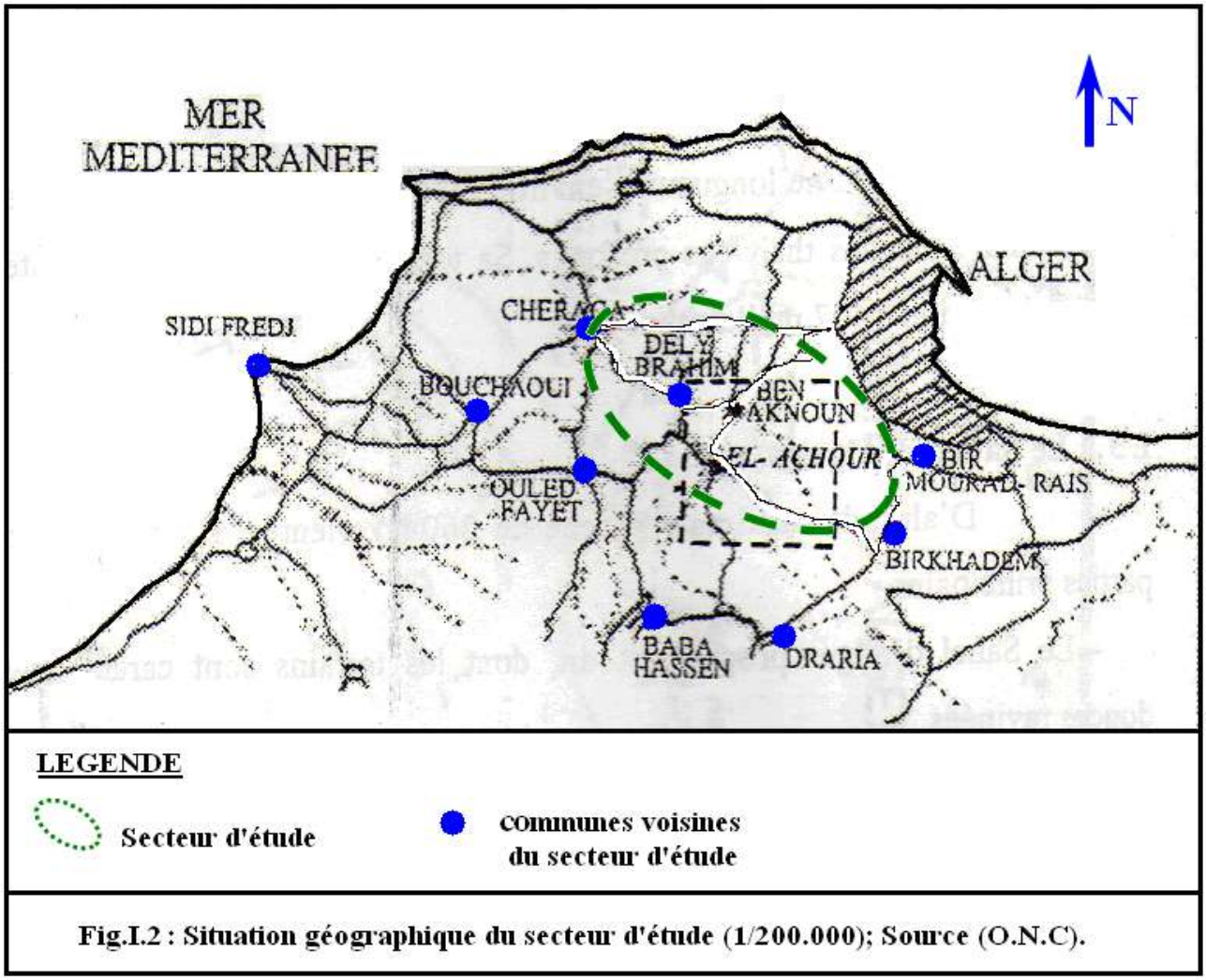


Fig.I.2 : Situation géographique du secteur d'étude (1/200.000); Source (O.N.C).

I-2- Aperçu climatologique :

Introduction :

Les données climatologiques fournies par l'office national de la météorologie (O.N.M, Dar El – Beida) entre 1988 et 1998, montrent que la région Algéroise est caractérisée par un climat méditerranéen. **(Tab.I.1, 2 et 3 exposés dans l'annexe I).**

L'année peut se deviser, globalement, en deux grandes périodes :

- Un hiver froid et humide ;
- Un été chaud et sec.

I-2-1- La pluviométrie :

L'analyse des résultats de la décennie (1988 – 1998), présentées sur les figures **(Fig.I. 3, 4 et 5),** permet de mettre en évidence la présence d'une période pluvieuse s'étalant entre les mois d'Octobre à Avril (49.9mm et 74.9mm, respectivement). La saison sèche, quant à elle, s'étant du mois de Mai au mois de septembre, avec une faible précipitation au mois de Juillet et Août. (O.N.M, Dar El – Beida)

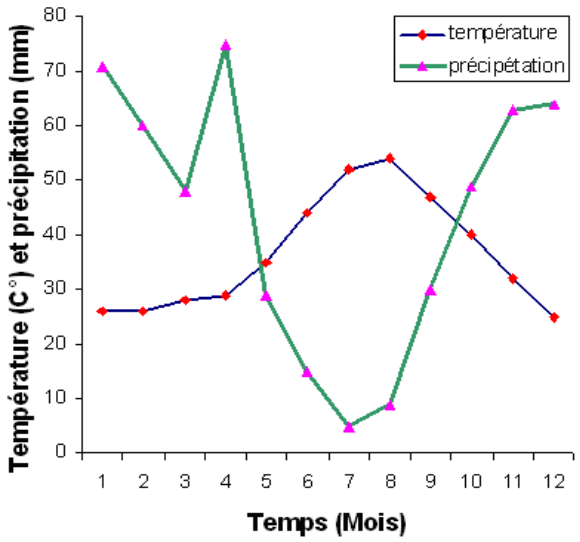


Fig.I.3 : Diagramme ombrothermique des précipitations et des températures de la décennie (1988 - 1998), (O.N.M).

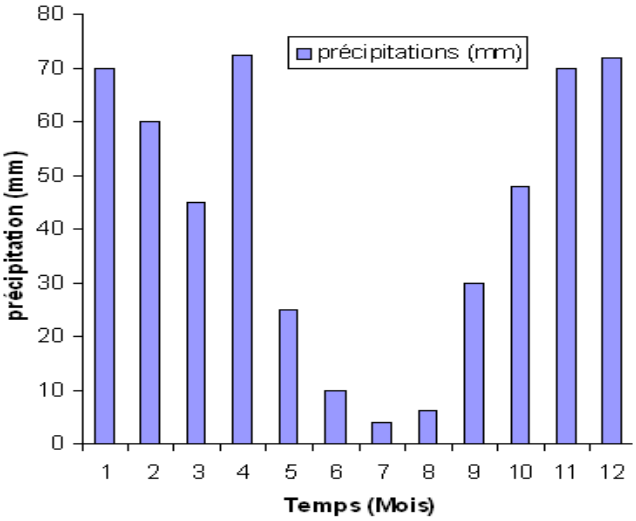


Fig.I.4 : Histogramme de la distribution mensuelle des précipitations au cours de la décennie (1988 – 1998), (O.N.M).

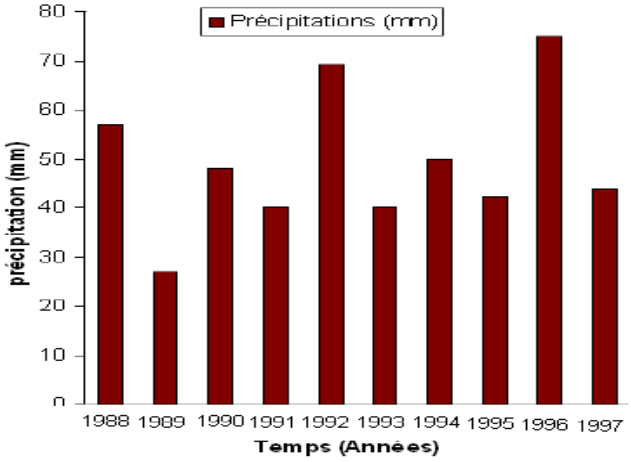


Fig.I.5 : Histogramme de la distribution des précipitations moyennes annuelles au cours de la décennie (1988 – 1998), (O.N.M).

I-2-2- La température :

Les valeurs moyennes des températures mensuelles d'une période d'observation s'étalant sur 10 ans **(Fig.I.6)** mettent en évidence.

- Des températures moyennes variant de 26.7°C au mois d'Août, et de 11.6°C en Janvier.
- Des moyennes minimales et maximales absolues, affichant la même évolution avec un minimum de 6.1°C et un maximum de 32.9°C.

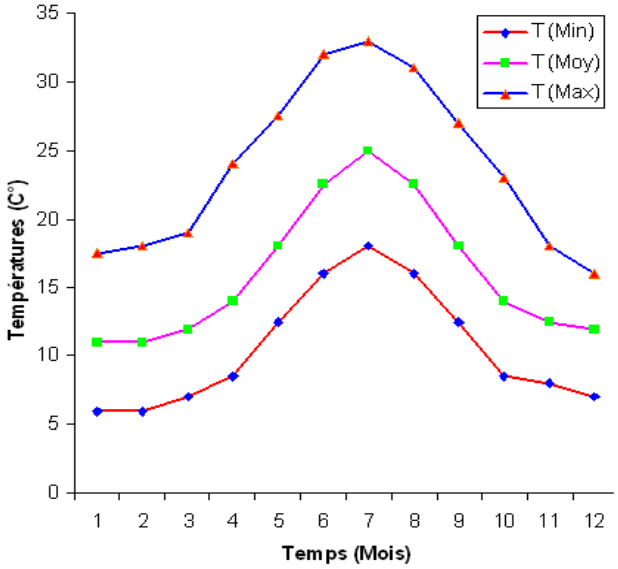


Fig.I.6 : Courbe des variations mensuelles des températures maximales, minimales et moyennes durant la décennie (1988 – 1998), (O.N.M).

Conclusion :

L'analyse des données climatiques obtenues de L'ONM mesurées durant la période du (1988 - 1998) à la station météorologique de Dar el Beida, permet de conclure que :

- Les mois les plus humides sont. Novembre, décembre, janvier, avril ;
- L'année la plus humide est 1996, en revanche l'année la plus sèche est 1989 ;
- Les histogrammes précédents ont représenté les précipitations annuelles, lesquels illustrent clairement les écarts inter-annuels et saisonniers.

I-3- L'hydrologie et l'hydrogéologie:

I-3-1- L'hydrologie :

Les cours d'eau, nés dans l'atlas, traversent la plaine du nord au sud, en général aussi directement que possible, et franchissent l'obstacle du sahel par des cluses (Vallées), ces cluses au nombre de cinq, assurent le drainage de la plaine de la Mitidja, et qui sont : (H. Askri et al. 1982).

- Oued Fayet ;

- Oued El –Fouara ;
- Oued Dra Rebia ;
- Oued Merdja ;
- Oued Djafar.

En été, l'eau dans ces oueds s'écoule avec un débit d'étiage, par contre en période hivernale les crues de ces oueds provoquent parfois des inondations.

Il est à noter aussi que le réseau hydrographique est plus dense au niveau des marnes, qu'au niveau des formations Astiennes, qui représente les lignes de crêtes. (H. Askri et al, 1982).

I-3-2- L'hydrogéologie :

Les principaux aquifères existant dans la région d'Alger sont :

a- l'aquifère Astien :

La formation aquifère la plus importante dans la région d'Alger est la molasse Astienne, cet aquifère, dont le mur est les marnes plaisanciennes, s'étend sous la majeure partie du bassin.

Les principales caractéristiques de cet aquifère sont : (H. Askri et al. 1982).

- De grandes surfaces d'affleurements et de larges épaisseurs.
- Une forte perméabilité.
- Une recharge assez régulière assurée par la forte pluviométrie (600 à 800 mm/ ans).

b- l'aquifère des alluvions quaternaires :

Il est formé principalement par des alluvions récentes, qui passent latéralement aux sables rouges, constitués par le produit d'altération astiens, un certain nombre de puits traditionnels captent ces formations. (H. Askri et al. 1982).

I-3-3- L'hydrogéologie locale :

1- Dely –Brahim :

La région de Dely –Brahim est située sur une vaste étendue de terrains marneux imperméables d'une épaisseur supérieure à 150m, les formations sablo-argileuses recouvrant les marnes plaisanciennes au nord de Dely –Brahim sont pauvre en nappes phréatiques.

Dans ce site, la présence d'eau a été détectée, cela est confirmé par l'existence des sources à différents endroits dans le terrain. (H. Askri et al. 1982).

2- El –Achour :

Il importe de noter que la structure tabulaire des formations dans la région d'El –Achour (Cheik Lounis, 1994) donne lieu à la formation d'une nappe dans les grés et les sables Astiens. Le niveau de base de cet aquifère est marqué par une surface de contact entre l'Astien et les marnes Plaisanciennes,

en outre, sur la pente du coteau d'El –Achour, à cette ligne correspond de petites sources ou des suintements, là où certain instabilités ont été observées. (H. Askri et al. 1982).

Par manque de données hydrogéologiques au voisinage du site ; il n'a pas été possible de faire des relevés piézometriques. Cependant, lors de la visite du site, on peut ressortir les remarques suivantes

- D'une part, la circulation d'eau souterraine existe au niveau des creux dans la partie sud-est d'El –Achour, comme le prouve les puit domestiques des maisons de Sebala ;
- D'autre part, les forages montrent l'absence d'une nappe continue sur le site.

Conclusion :

Dans la région d'étude, l'eau existante provient essentiellement des eaux issues d'infiltration et des écoulements (vu l'importance de la pluviométrie) venant des hauteurs et au sud donnant une nappe superficielle, ces eaux sont à l'origine des altérations qui affectent les formations marneuses du Plaisancien. (Cheikh-Lounis, G. et Yessed, A. 1994).

II- Cadre géologie :

II-1- Géologie générale :

La région d'EL-Achour et Daly-Brahim se situe dans la zone de l'extension Ouest de la capitale qui fait partie des collines du Sahel occidental d'Alger.

Les formations géologiques rencontrées sont essentiellement de nature sablo-argileuses plus au moins rubéfiées avec graviers provenant de la décalcification des poudingues, ce faciès est d'age VILLAFRANCHIEN-ACTUEL, l'ensemble repose sur une assise marneuse très épaisse d'age PLAISANCIEN. *(H. Askri et al. 1982).*

Les affleurements de la marne sont très fréquents dans cet endroit, parfois sur des grandes étendues, ce qui peut provoquer un risque d'instabilité sur les ouvrages et les pentes non protégés.

II-1-1- Le Primaire : (les terrains métamorphiques)

D'après *Aymé, A (1952),* ces terrains forment le socle cristallophyllien d'Alger de nature perlitique et carbonaté :

- Gneiss ;
- Schistes ;
- Marbres.

Ces roches réapparaissent à l'Ouest du coté de Sidi Fredj et à l'Est près de Bordj EL-Bahri

II-1-2- Le Secondaire :

Le secondaire est absent dans la région d'Alger.

II-1-3- Le Tertiaire :

Il recouvre, en discordance, les faciès métamorphiques. Cependant, l'Eocène et l'Oligocène sont pratiquement absents.

II-1-3-1- Le Miocène :

D'après *Aymé et Mossu (1963),* le miocène inférieur (Burdigalien) est formé par des grès et des poudingues affleurent dans le ravin de l'Oued Koriche et au Telemly.

Le miocène supérieur (Pontien) est aussi Conglomératique et Gréseux, en plus, celui-ci est généralement tectonisé et possède des aires d'affleurement réduites. *(H. Askri et al. 1982).*

II-1-3-2- Le Pliocène :

Glangeaud et al. (1952) reconnaissent deux subdivisions dans le pliocène inférieur :

a- Le plaisancien à la base ;

b- L'Astien au sommet.

*(Y. Djeaiat. 1996).*reconnaît dans la région d'Alger un niveau de glauconie marquant la limite du pliocène inférieur- pliocène moyen (Plaisancien-Astien) **(Fig.II.1).**

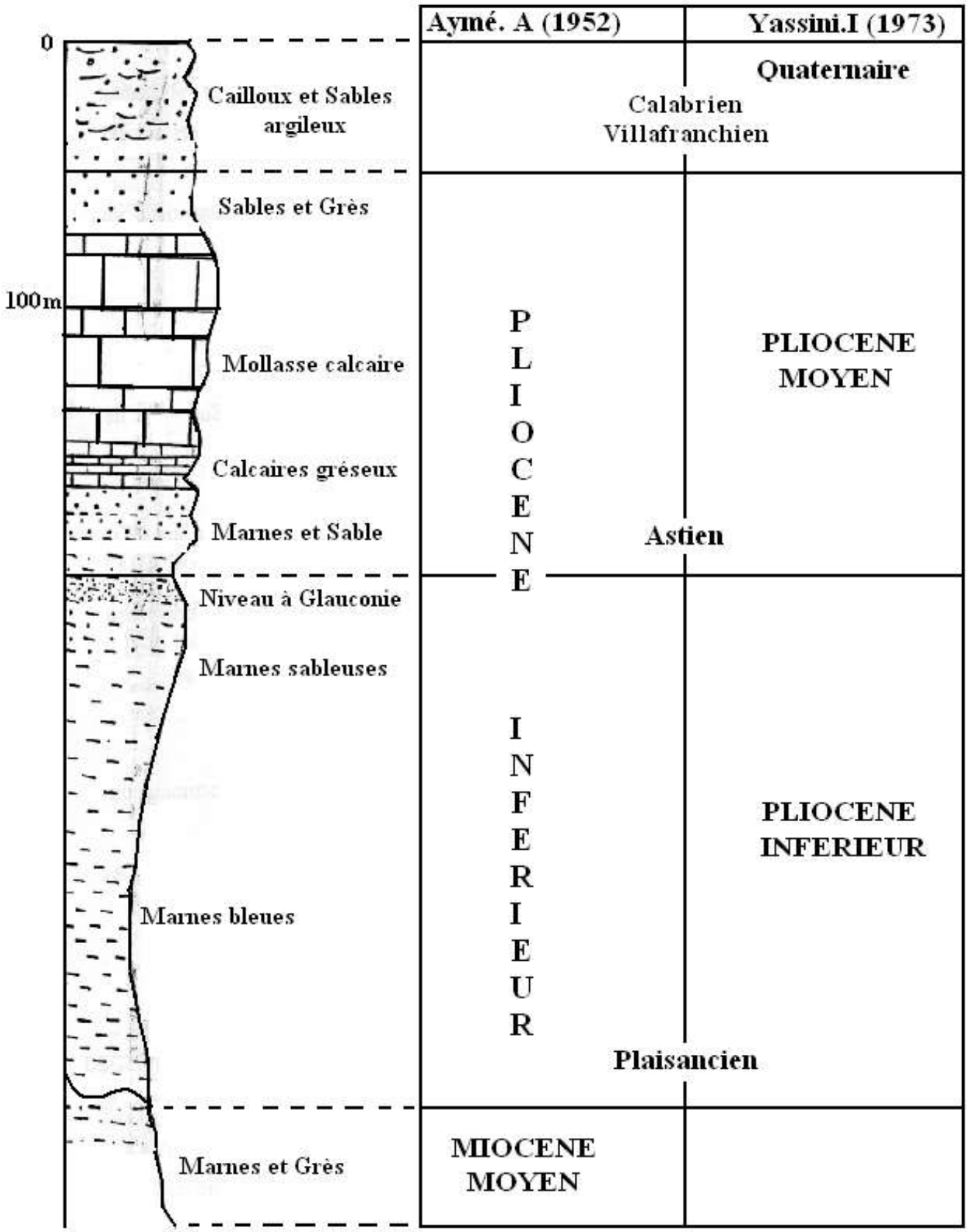


Fig.II.1 : Le pliocène de la région d'Alger. (D'après DJEDIAT. Y, 1996).

a- Le Plaisancien :

Le plaisancien est essentiellement argilo-marneux, peut atteindre une puissance considérable (1200m) dans le Sahel et au Nord de la Mitidja, celui-ci diminue vers le Sud (proximité de l'Atlas Blidien).

La macrofaune est pauvre, en revanche, la microfaune est particulièrement riche en foraminifères pélagiques. *(P. Muraour. 1949).*

b- L'Astien :

Glangeaud et al (1952), distinguent quatre faciès dans cet étage :

- Un faciès marno-sableux ;
- Un faciès mollassique, représenté par des calcaires spongieux et granuleux ;
- Un faciès calcaire ou calcaro-gréseux, représenté par de larges dalles calcaro-gréseuses ;
- Un faciès gréseux et argileux gréseux, représenté par un dépôt d'une trentaine de mètres d'épaisseur très détritique.

II-1-4- Le Quaternaire :

Les terrains quaternaires résultent de l'érosion de l'Atlas tellien et de l'accumulation des produits de cette érosion dans la Mitidja et le Sahel.

Les études les plus récentes sur le quaternaires des environs d'Alger sont celles de *[Aymé. A, (1952) ; Cabot et Prenant. A, (1968) ; Saoudi. N, (1982) ; Betrouni. M, (1983)]*.

II-1-4-1- Le Pléistocène :

a- Le Pléistocène inférieur :

Il est représenté au Nord –Est et au Sud de Chéraga (dans la direction de Ouled Fayet), par des terrasses de 200m d'altitude. Ces dernières sont constituées par :

- Des poudingues à ciment calcaire ;
- Des grés calcaires ;
- Des plages de galets et des lumachelles à pétoncles.

b- Le Pléistocène supérieur :

Il est représenté à l'Ouest et Sud –Ouest de Chéraga, par des terrasses marines de 140 à 170m d'altitude, constituée du bas vers le haut par :

- Un calcaire coquillier lumachellique ;
- Des grès calcaires compacts ;
- Des dépôts dunaires.

II-1-4-2- Le Quaternaire récent :

Le quaternaire récent est représenté essentiellement par les sables rouges et les alluvions récentes. *(H. Askri et al. 1982).*

- Les sables rouges : ce sont des sables argileux provenant de l'altération superficielle des terrains Astiens et des terrasses Pléistocènes.
- Des dépôts limoneux ;
- De plaquettes de schistes ou de déblai ;
- Du sable plus au moins rubéfié passant latéralement aux sables rouges.

II-2- Géologie régionale :

Selon *Glangeaud et al. (1952),* la région d'El –Achour et Daly –Brahim et constituée en grande partie, par des formations marneuses plaisanciennes qui sont sensibles à l'eau. *(G. Boualia et S. Zaki, 2002).*

Les terrains d'El –Achour et Daly –Brahim, objet de la présente étude présente une forte pente de direction Nord –Sud, dont la pente moyenne est de l'ordre de 20%. Une consultation préliminaire de la carte géologique de Chéraga, permit de mettre en évidence deux formations **(Fig.II.2),** à savoir :

- Une formation du Pliocène supérieur, en surface, qui correspond aux marnes beiges brunes, à concrétions calcaires dont l'étage est l'Astien.
- Une formation du Pliocène, en profondeur, qui correspond aux marnes grises, raides et fissurées, dont l'étage est le Plaisancien.

Glangeaud et al. (1952), distinguent deux faciès dans cet étage :

- Un faciès marno-sableux (grès et sable d'EL-Achour) **(Fig.II.2);**
- Un faciès mollassique, présent surtout au Nord –Est et au Sud –Est de Chéraga et de Daly Brahim **(Fig.II.3) ;**

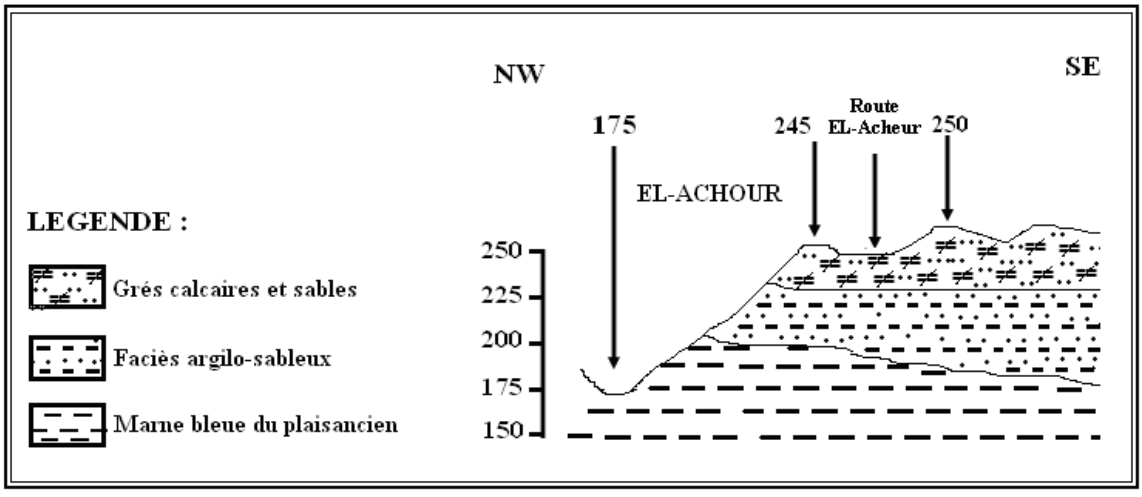


Fig.II.2 : Coupe stratigraphique du Pliocène à EL-Acheur. (G. Cheikh– Lounis, 1994).

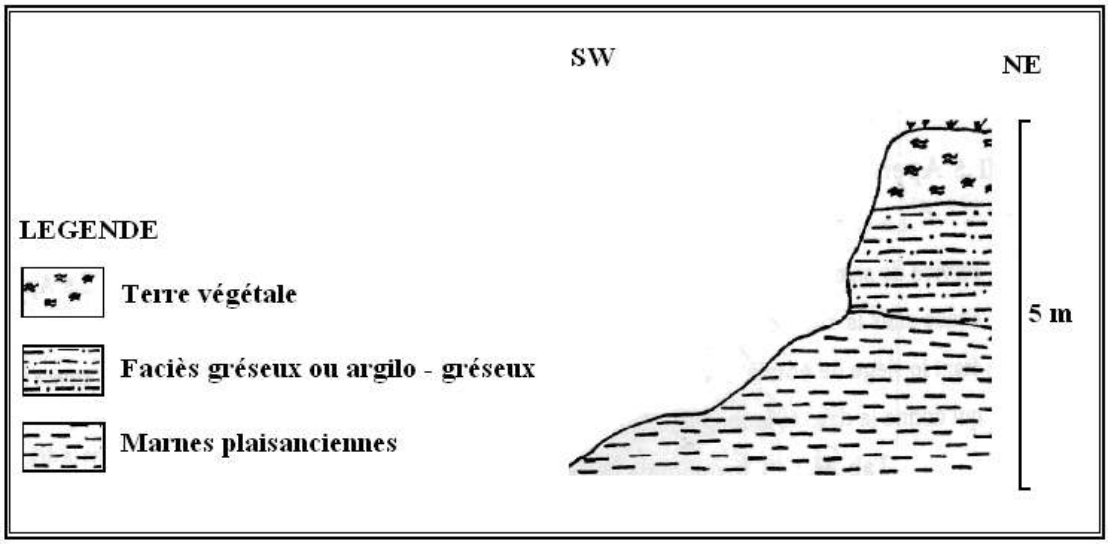


Fig.II.3 : Contact Astien – Plaisancien à Daly Brahim. (G. Cheikh– Lounis, 1994).

II-3- Géophysique et sondages étalons :

II-3-1- Les sondages carottés :

Cinq sondages carottés ont été réalisés dans la région d'El –Achour et dix à Dely –Brahim afin d'effectuer les corrélations nécessaires.

* Site 01 : Dely –Brahim :

- Tous les sondages ont été poussés jusqu'à 20m de profondeur.

En analysant les coupes lithologiques des formations existantes dans cette zone, on constate que le terrain est formé de :

- Dans les sondages (1, 4, 8, 9 et 10) une couche de marne surmontée de terre végétale.
- Dans les sondages (2, 3, 5, 6 et 7) une succession de terre végétale, argile marneuse et marne. **(Fig.II.4).**

* Site 02 : El –Achour :

- Les sondages carottés 1,3 et 5 ont atteint la profondeur de 20m ;
- Le sondage carotté 4 a atteint 12m de profondeur ;
- Le sondage 2 a été arrêté à 24m de profondeur.

Les coupes lithologiques dressées à partir des Logs des sondages indiquent que le terrain est formé, essentiellement, de deux formations distinctes, surmontées par endroit, d'une mince couche de remblai et de terre végétale. *(L.N.H.C, Oued Samar)*. **(Fig.II.5) ;**

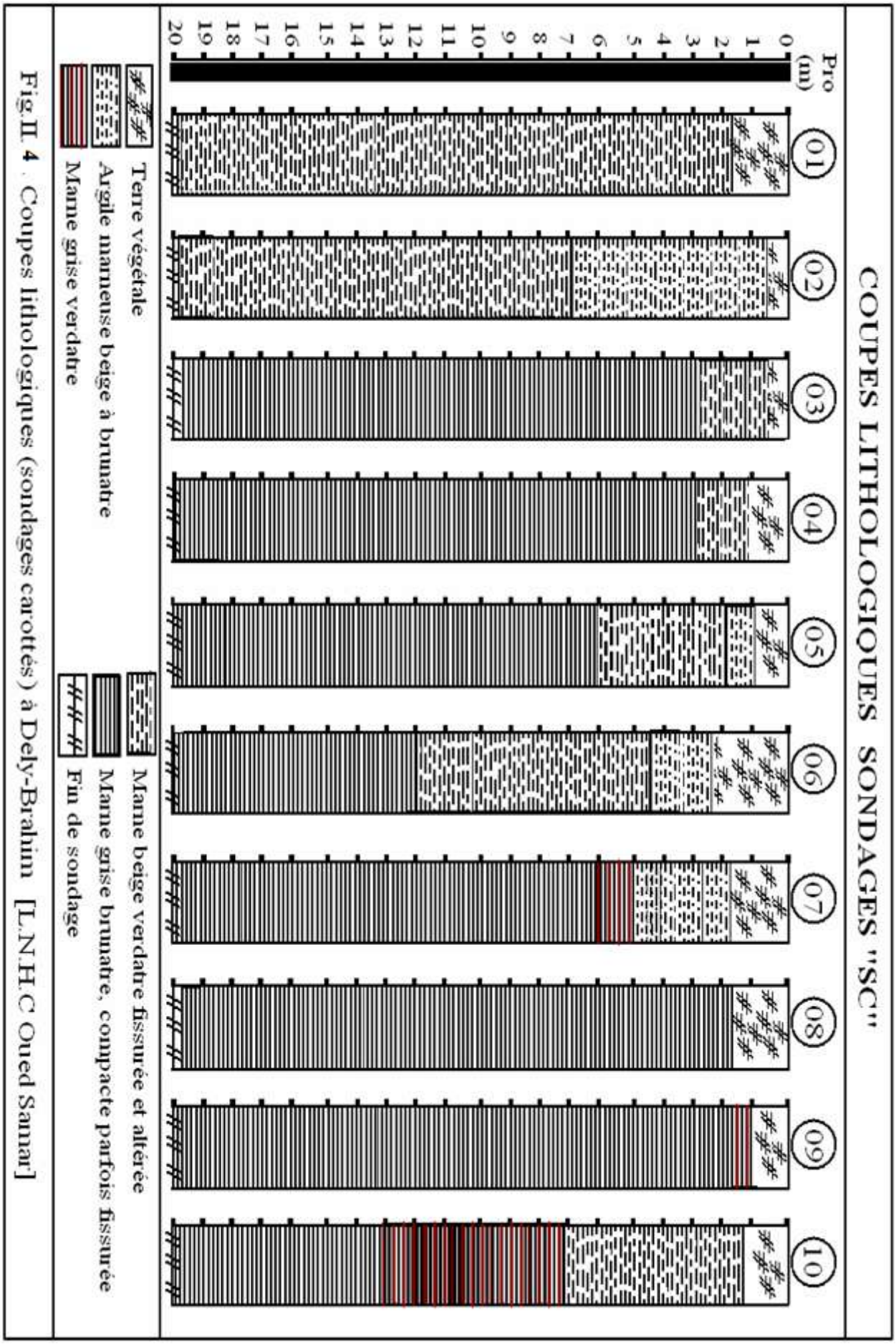


Fig.II **4** . Coupes lithologiques (sondages carottés) à Dely-Brahim [L.N.H.C Oued Samar]

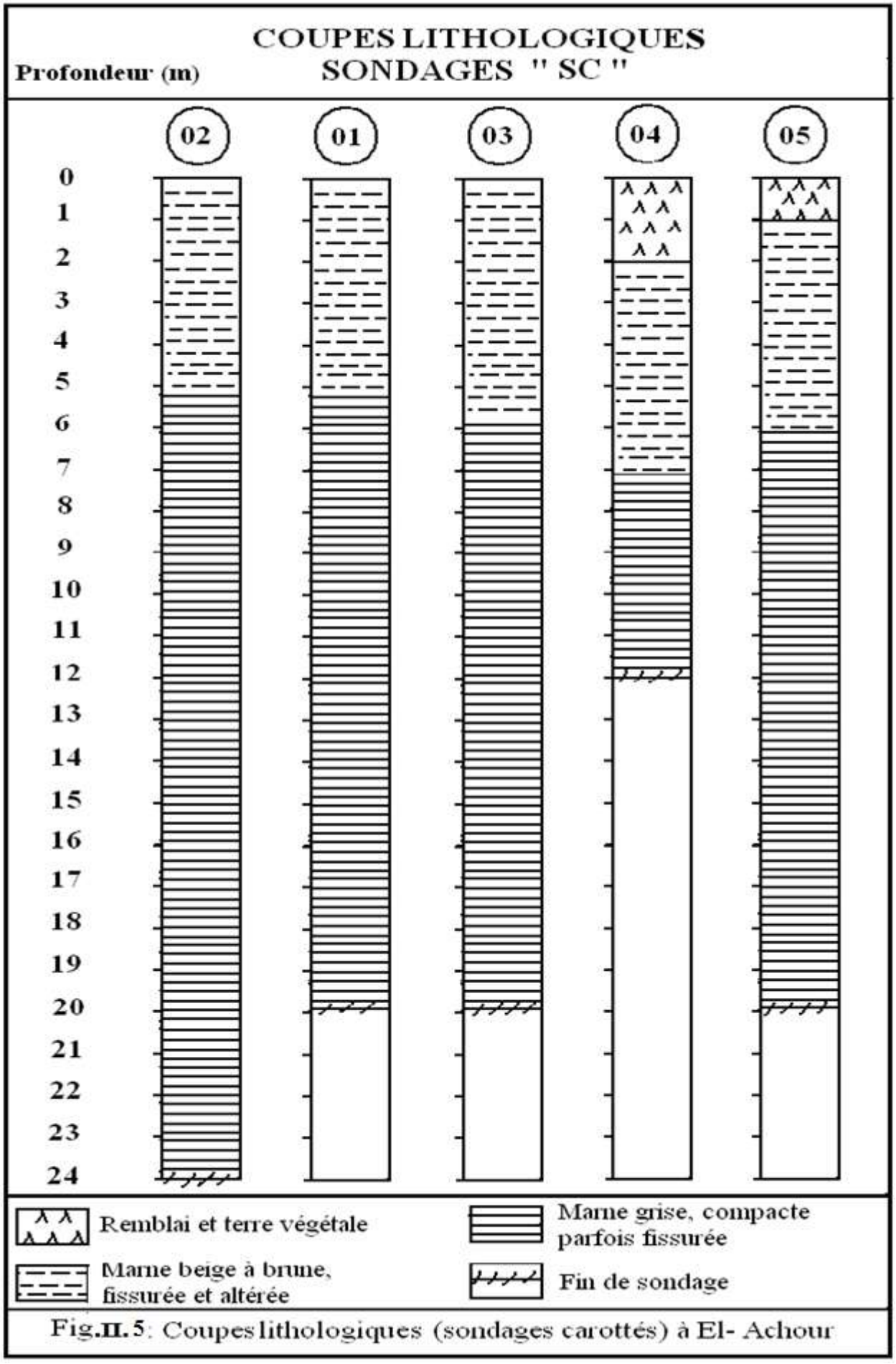


Fig.II.5: Coupes lithologiques (sondages carottés) à El- Achour

II-3-2- Reconnaissance géophysique :

* Site 01 : Dely –Brahim :

Pour ce site, dix (10) sondages électriques verticales (SEV) ont été réalisés, avec une moyenne de 1 **SEV/5100m^2.** Vu l'hétérogénéité horizontale et verticale du sol, la méthode électrique doit être impérativement complétée par une étude géologique. A partir de l'analyse des données géoélectriques, on distingue les cinq formations suivantes *: (L.N.H.C Oued Samar).*

- Une première couche argileuse de résistivité variant de 20 à 32 Ωm ;
- Une seconde couche gréseuse dont la plage de résistivité est très varié de 10 à 100 Ωm ;
- Une dernière couche marneuse, avec des résistivités ne dépassant pas 10 Ωm.

Les 10 SEV avec les sondages carottés montrent la succession des couches suivantes :

- Terre végétale dont les résistivités varient de 13 à 20 Ωm ;
- Une marne altérée dont la résistivité varie de 2 à 4 Ωm ;
- Une marne grise présente une résistivité moyenne de 4 Ωm environ.

* Site 02 : El –Achour :

Dans ce site, vingt-quatre (24) SEV ont été réalisés, avec une moyenne de 1 **SEV/300m^2,** ainsi que trois essais Cross-hole. A partir de l'analyse des données géo électriques, on distingue les cinq formations suivantes : *(L.N.H.C Oued Samar).*

- Une première formation de résistivité comprise entre 20 et 40 Ωm.
- Une seconde avec des résistivités de 10 à 20 Ωm.
- Une troisième présentant des résistivités beaucoup plus élevées atteignant 700 Ωm.
- Une quatrième formation, donne des résistivités variant de 18 à 23 Ωm.
- Une dernière formation possède une résistivité variant de 7 à 20 Ωm.

On remarque que les résistivités de la première, la seconde et la quatrième formation appartiennent à la même plage, et peuvent par conséquent représenter la même formation. Pour être certain, la reconnaissance de la lithologie des terrains est indispensable, et cela évidement en faisant appel à la géologie. Les résultats obtenus par la combinaison des deux études sont illustrés sur le **(Tab.II.1).**

Tab.II.1 : Corrélation résistivité-lithologie (site 02 : El –Achour). (G. Boualia et S. Zaki, 2002).

Résistivités (Ωm)	Nature lithologique du terrain investigué
19 à 34	Terre végétale
10 à 28	Argiles
700	Grès
18 à 23	Limons
7 à 20	Marnes

Cette succession lithologique est confirmée par les résultats du Cross-hole. Il est indispensable de souligner que pour effectuer une bonne interprétation, dans la limite des possibilités d'un appareillage donné, il est nécessaire d'avoir une connaissance approfondie des terrain et en particulier de leur mode de gisement, cela va permettre à éviter un certain nombre d'interprétations erronées, en se basant uniquement sur les résistivités.

II-3-3- Aperçu tectonique et sismique de la région Algéroise :

II-3-3-1- La tectonique :

Du point de vue géomorphologique, le Sahel est une succession de collines modelées dans les marnes plaisanciennes, avec des pentes de 5 à 30%, le relief s'abaissant progressivement au sud vers la plaine de la Mitidja. La topographie résulte d'une tectonique post-Astienne, à l'origine d'un soulèvement de la chaîne de l'Atlas, de la formation de l'anticlinal du Sahel et de la dépression de la Mitidja. De ce fait, le pendage des strates des marnes plaisanciennes est pratiquement conforme à la pente du terrain.

Les marnes plaisanciennes correspondent aux flancs SE et NO d'un pli-anticlinal de direction N30°E à grand rayon de courbure.

II-3-3-2- La sismique :

La carte des intensités macrosismiques dressée, par l'institut de météorologie et le service de sismologie de l'université d'Alger **(Fig.II.6),** montre que la région algéroise est située dans la zone d'intensité VIII, marquant ainsi sa forte activité sismique. Cette région étant le siège de nombreux séismes dans le passé, comme c'est indiqué dans le **(Tab.II.2),** qui la date de la magnitude, sur l'échelle de Richter, de chaque épicentre.

Tab.II.2 : Chronologie des séismes ayant affectés la région Algéroise.

Date	Epicentre	Magnitude
05/11/1924	Anticlinal du Sahel Douera	5.5
01/03/1953	Région de Corso	4.6
09/01/1957	Atlas de Blida	< 4
20/04/1960	Atlas de Blida	3.3
14/08/1960	Atlas de Blida	5
28/01/1961	Baie d'Alger	< 4
03/04/1966	Atlas de Blida	4.2
11/09/1967	Blida	4.6
07/12/1983	Large d'Alger (mer)	3.9
12/12/1986	Région de Rouiba	4
31/01/1988	Atlas de Blida	5.3
12/02/1989	Atlas de Blida	4.4
20/10/1989	Mont de Chenoua	6.1
21/05/2003	Boumerdès (Zemmouri)	6.8

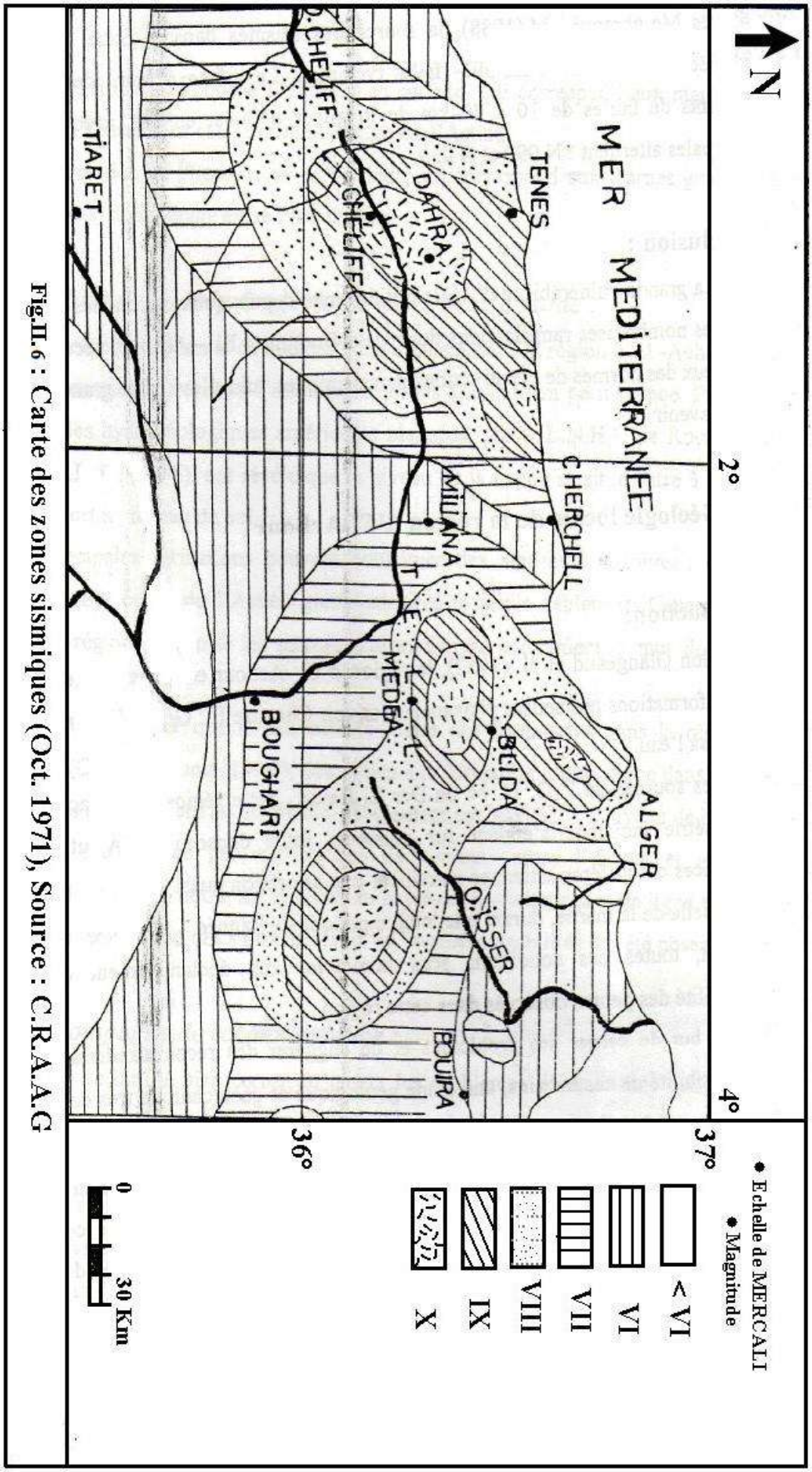


Fig.II.6 : Carte des zones sismiques (Oct. 1971), Source : C.R.A.A.G

Conclusion :

A la lumière de la synthèse des données géologiques, il ressort que le terrain étudié est constitué par deux formations.

- Une formation du pliocène supérieur, en surface, qui correspond aux marnes, à concrétions calcaires dont l'étage est l'Astien.
- Une formation du pliocène, en profondeur, qui correspond aux marnes raides et fissurées, dont l'étage est le Plaisancien.

La région objet de notre étude dont l'étage est le Plaisancien est caractérisée essentiellement par deux couches, la première peut aller de la surface jusqu'à 5m de profondeur, elle est constituée par une marne brune, tandis que la seconde se présente au-delà des 5m, est s'étend en profondeur. Cette dernière, quant à elle, qui est représenté par la marne grise très compacte.

L'étude géophysique réalisée par des sondages électriques et des essais dynamiques de type Cross-hole ont montré la même succession lithologique du terrain étudié.

La topographie résulte d'une tectonique post-Astienne, à l'origine d'un soulèvement de la chaîne de l'Atlas, de la formation de l'anticlinal du Sahel et de la dépression de la Mitidja. En revanche la région algéroise est située dans la zone d'intensité VIII, marquant ainsi sa forte activité sismique.

La grande vulnérabilité d'Alger qui devenue depuis quelques années une mégalopole avec ses nombreuses ramifications dont Dely –Brahim et El –Achour, nécessite un respect rigoureux des normes de constructions parasismiques, afin d'éviter de grandes catastrophes dans l'avenir.

Introduction :

Avant de construire n'importe quelle ouvrage, on doit effectuer une reconnaissance du site qui va recevoir ces dernier, cette reconnaissance consiste à réaliser des essais in situ munie par un prélèvent des échantillons pour l'analyse au laboratoire.

III-1- Reconnaissance des sols :

III-1-1- Principaux essais géotechnique réalisés sur les sols :

Afin de déterminer les différentes caractéristiques du sous-sol de fondation, et de connaître la nature des différentes couches rencontrées en profondeur on se base sur les essais suivants :

III-1-1-1- Essais en laboratoires :

On distingue deux types d'essais en laboratoire qui permettent la classification des sols : *(A. Imechaine et R. Tridi. 2005).*

**** Essais d'identifications (physiques & chimiques) :***

Les essais d´identification sont les premiers essais à réaliser sur un sol. Ils permettent la détermination des caractéristiques élémentaires de ce dernier, et d´établir ainsi ses propriétés physiques et chimiques.

Les principaux Essais effectués au niveau du laboratoire sont : *(A. Imechaine et R. Tridi. 2005).*

- **Teneur en eau** : La Détermination de la teneur en eau d'un sol revient à déterminer la phase liquide de ce dernier, la teneur en eau est une grandeur physique définit théoriquement comme étant le rapport du poids de la matière sèche c'est-à-dire aux poids des particules solides, on a donc:

w = (poids de l'eau / poids du sol sec) x 100.

- **L'analyse granulométrique** : L'analyse granulométrique est une étape fondamentale pour la classification d'un sol. Cela consiste à mesurer la dispersion des grains d'un sol suivant leurs dimensions, c'est-à-dire leurs diamètres respectifs. Puis, reporter sur une courbe granulométrique.
- **Sédimentométrie :** La sédimentométrie a pour objectif de déterminer la répartition en poids des grains du sol suivant leur dimension pour des fines particules inférieures à 0,09 mm, En effet, lorsque le diamètre des particules est faible, le tamisage ne permet plus d'obtenir des résultats précis.
- **Equivalent de sable** : permet de mettre en évidence la proportion relative de poussière fine nuisible ou d'éléments argileux dans les sols ou agrégats fins. Pour un béton, ces fines risquent d'inhiber l'hydratation du liant et gênent l'adhérence avec les agrégats.
- **Valeur au bleu** : Les molécules de bleu de méthylène ont pour propriété de se fixer sur les surfaces externes et interne des feuillets d'argile, la quantité de bleu adsorbée par 100gramme de sol s'appelle « Valeur Au Bleu » du sol et est notée VBs, la VBs reflète globalement :

- La teneur en argile (associée à la surface externe des particules).
- L'activité de l'argile (associée à la surface interne).

- **Les limites d'Atterberg** : Les limites d'Atterberg sont des essais qui permettent de définir des indicateurs qualifiant la plasticité d'un sol, et plus précisément de prévoir le comportement des sols pendant les opérations de terrassement, en particulier sous l'action des variations de teneur en eau. Notons que cet essai se fait uniquement sur les éléments fins du sol et il consiste à faire varier la teneur en eau de l'élément en observant sa consistance, ce qui permet de faire une classification du sol.

Le but de ces tests est de déterminer les limites de consistance qui sont exprimées en termes de teneur en eau marquant les limites entre état solide, plastique, et liquide. Il est important de noter que ces tests ne s'appliquent que pour les sols fins, définis comme ayant des grains de diamètres inférieurs à 0.06 [mm].

**** Les essais mécaniques :***

Les essais mécaniques ont pour but de déterminer les paramètres mécaniques tel que l'angle de frottement interne «φ», la cohésion «C», l'indice de compression «Ct» et l'indice de gonflement (Cg). Pour ce là, en se basant sur les essais suivants : *(A. Imechaine et R. Tridi. 2005).*

- L'essai œdométrique ;
- L'essai de cisaillement direct ;
- Essai triaxial.

III-1-1-2- Essais in situ :

Les essais sur place permettent la détermination des caractéristiques du sol dans les conditions naturelles, c'est-à-dire dans les conditions réelles de résistance.

**** Sondages au pressiomètre :***

Essai réalisé en place et permet d'évaluer la cohésion (C) à partir de la pression limite (P_l) et ainsi que la résistance du sol au cisaillement.

**** Sondages au pénétromètre statique :***

Essai géotechnique réalisé en place en vue d'obtenir les paramètres de sol suivants : *(J-P. Magnan, 1984).*

- La résistance à la pénétration d'un cône normalisé ;
- Éventuellement le frottement latéral mobilisé sur un manchon cylindrique ;

A partir des paramètres mesurés, l'essai de pénétration statique permet d'apprécier entre autres :

- La succession des différentes couches de terrain, et éventuellement leur nature
- L'homogénéité d'une couche ou la présence d'anomalies ;

- Certaines caractéristiques des traversés.

**** Sondages au pénétromètre dynamique :***

Essai géotechnique réalisé en place et permet d'estimer la résistance des sols en pointe et on distingue deux types selon la mise en œuvre, c'est-à-dire il peut être réalisé sans ou avec boue.

**** Sondages mécaniques :***

Ils permettent la reconnaissance de la nature géotechnique des sols mous, ainsi que la détermination de leurs teneurs en eau.

L'identification des sols est faite à vue au moment du prélèvement (marnes, vases, sols organiques, tourbes, argiles, limons…etc.).

III-2- Les sols marneux :

III-2-1- Définition :

Selon la classification pétrographique de différentes familles des roches, on trouve que les marnes font partie des roches sédimentaires détritiques de couleur claire à sombre et plus souvent grise à verdâtre, elles sont riches en calcite et possèdent 30 à 70% de $CaCO_3$**.** Les marnes sont intermédiaires entre les calcaires et les argiles (mélange de deux tiers d'argiles et un tiers de calcaire), leur comportement mécanique dépend de la proportion d'argile, mais aussi de leur structure et de la nature des minéraux argileux. Elles sont caractérisées d'une surpression pouvant dépasser 7 MPa. *(J-L. Durville et H. Héraud, 1990).*

III-2-2- Composition minéralogique des marnes :

Les sols susceptibles de gonfler sont généralement pour l'essentiel des sols qui contiennent un pourcentage très élevé des minéraux argileux. Donc l'étude de la composition minéralogique des marnes dépend des minéraux argileux qui se présentent dans celle-ci comme (montmorillonites, kaolinites, illites, sépiolite, palygorskite…etc.), la distinction de ces minéraux se fait sous la base des essais bien déterminés comme analyse au rayon (X), valeur au bleu méthylène (VBS), mesure de l'activité des argiles (A_t)…etc. C'est pour cela que nous commençons par rappeler certaines notions de minéralogie permettant de mettre en évidence la composition des différentes familles d'argile, et leur affinité avec l'eau qui est l'origine du gonflement.

Les argiles sont des entités minéralogiques caractérisées par un comportement particulier avec l'eau, qui se traduit souvent par des phénomènes de gonflement, de dispersion et d'hydratation. Ce sont des silicates d'alumines hydratés, qui ont des structures phylliteuses particulières et se distinguent par leur nature chimique.

La structure phylliteuse de l'argile est le résultat de la superposition de couches tétraédriques de silice et de couches structurales octaédriques d'hydroxydes d'aluminium ou de magnésium. Dans

une couche tétraédrique (SiO_2), l'ion de silicium Si^{4+} est placé au centre d'un tétraèdre entouré de quatre atomes d'oxygène. Dans une couche octaédrique d'hydroxyde d'aluminium $Al_2(OH)_6$ ou de magnésium $Mg_3(OH)_6$, le cation (Al^{3+} où Mg^{2+}) est entouré d'un octaèdre d'ions hydroxydes OH- **(Fig.III.1).** *(François, H et Duffant, P. 2000).*

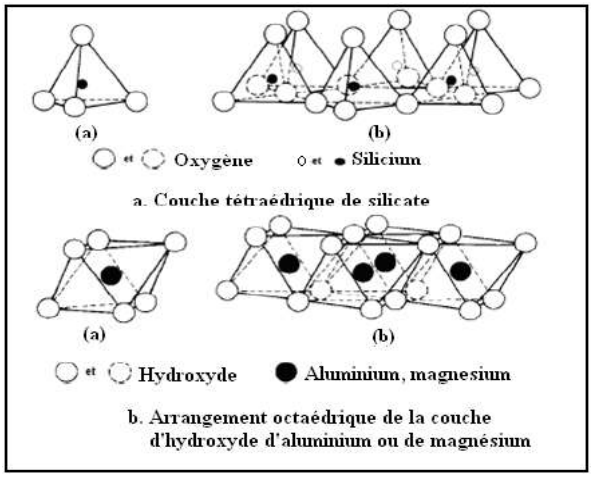


Fig.III.1 : Les deux structures élémentaires des feuillets d'argile.

Dans le cas où le cation de la couche octaédrique est l'aluminium, deux tiers des sites octaédriques sont occupés par des ions Al^{3+} et la couche octaédrique est dite Gibbsite alors que, dans le cas où l'on est en présence de cations Si^{4+}, tous les sites octaédriques sont occupés et la couche octaédrique est dite Brucite.

Le potentiel de/ou non gonflement d'une marne dépend de la texture et de la structure des minéraux qui la constituent, et on distingue quatre groupes : *(François, H et Duffant, P. 2000).*

a)- Groupe de la kaolinite et de la serpentine :

Le représentant le plus important de ce groupe de minéraux est de loin la kaolinite. Elle est aussi l'exemple typique d'une argile non gonflante. Les minéraux de cette famille sont composés par l'alternance de couches tétraédriques et de couches octaédriques **(Fig.III.2).** Les deux tiers des atomes du plan commun entre la structure octaédrique et la structure tétraédrique sont des atomes d'oxygène, qui assurent l'assemblage entre les deux couches. Le tiers restant est composé d'ions hydroxyles.

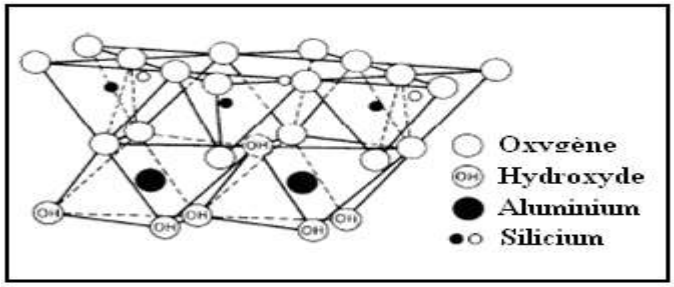


Fig.III.2 : Arrangement des feuillets de kaolinites.

Suivant la nature du cation de la structure octaédrique, on distingue deux sous-groupes dans cette famille de minéraux argileux :

* Le groupe de la serpentine, où la couche octaédrique est de type « brucite » ;
* Le groupe de la kaolinite, où la couche octaédrique est de type « gibbsite ».

Des substitutions de cations de silicium de la couche tétraédrique ou de cations d'aluminium de la couche octaédrique peuvent se produire sans changer l'arrangement des minéraux de cette famille. Cependant, de telles substitutions sont susceptibles de générer un déficit de charge et donc de charger négativement la couche de kaolinite. *(François, H et Duffant, P. 2000).*

Ce déficit de charges est comblé par l'attraction d'autres cations et l'on parle alors de Capacité d'Echange en Cations (CEC) du minéral, souvent donnée en milliéquivalents par cent grammes du minéral (sec). On donne dans le **(Tab.III.1)** quelques valeurs de CEC pour différents minéraux argileux:

Tab.III.1 : Capacité d'échange de cations (CEC) de quelques minéraux.

Minéraux	CEC
Kaolinite	3-15 meq/100g
Halloysite	5-40 meq/100g
Montmorillonite	80-150 meq/100g

b)- Groupe des smectites :

Les minéraux de cette famille sont composés d'une couche octaédrique en **sandwich** entre deux couches tétraédriques **(Fig.III.3).** Les liaisons entre la couche tétraédrique et les couches octaédriques sont assurées par les atomes d'oxygène appartenant aux deux couches et constituant la majorité des anions de la surface des deux couches octaédriques.

À la différence de la kaolinite, les smectites sont chargées négativement. Ce déficit de charge est compensé par l'adsorption de cations en solution dans l'eau, qui viennent se placer entre les feuillets de smectite, accompagnés de molécules d'eau d'hydratation.

L'épaisseur d'une couche de smectite est de 9,6 A. Le représentant le plus important de cette famille de minéraux est la montmorillonite. *(François, H et Duffant, P. 2000).*

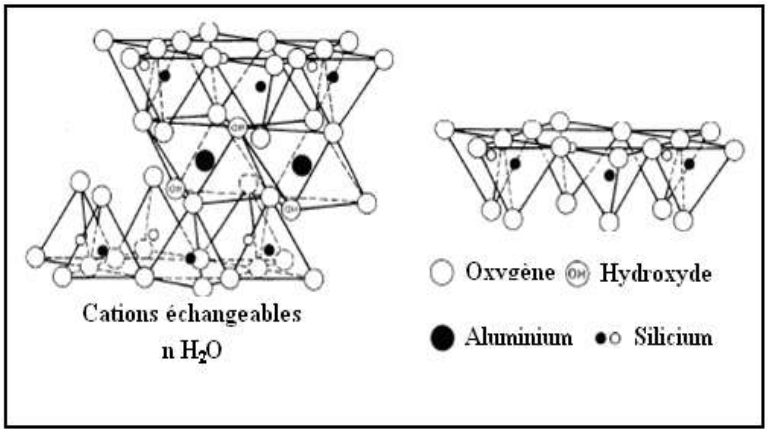


Fig.III.3 : Arrangements des feuillets de smectites.

Ce qui différencie la famille des smectites des autres minéraux argileux sont la substitution abondante des cations Al^{3+} et Si^{4+} par d'autres cations. Ainsi, l'aluminium des couches octaédriques peut être remplacé par le magnésium, le fer, le nickel, le lithium ou par d'autres cations. Les cations Al^{3+} peuvent remplacer les cations Si^{4+} dans les couches tétraédriques. Les cavités octaédriques formées par l'empilement de deux couches élémentaires d'hydroxyles et/ou d'oxygène ne sont pas toutes accessibles aux cations. Ces cavités sont occupées à raison de deux sur trois par les cations trivalents d'aluminium. Les substitutions d'aluminium dans les couches octaédriques peuvent être atome par atome, comme elles peuvent consister en la substitution de chaque paire de cations Al^{3+} par trois cations divalents tels que les cations de magnésium Mg^{2+}.

Lorsque les cations divalents de magnésium remplacent les cations d'aluminium, tous les sites disponibles sont alors occupés.

Entre différents feuillets de smectite, deux plans contenant des atomes d'oxygène sont en contact. Il s'ensuit que la liaison est plus faible que pour la kaolinite. De ce fait, les particules de smectite sont de très petites tailles et ont tendance à former des feuillets de très faible épaisseur, pouvant parfois correspondre à l'épaisseur d'une seule cellule.

Par ailleurs, la surface spécifique des smectites est relativement grande, ce qui favorise la pénétration des fluides polaires, tels que l'eau, entre les feuillets d'argile. Les minéraux de cette famille, notamment la montmorillonite, sont de ce fait les principaux responsables du phénomène de gonflement observé à l'échelle macroscopique. *(François, H et Duffant, P. 2000).*

c)- Groupe des micas :

La structure de base des minéraux de cette famille résulte de l'association d'une couche octaédrique et de deux couches tétraédriques, qui l'entourent. Elle ressemble donc à la structure des smectites. Cependant, le quart des cations Si^{4+} est remplacé par des cations Al^{3+}. Il en résulte un déficit de charges, compensé par l'adsorption d'ion de potassium K^{+}, qui s'intercalent entre les feuillets.

Comme dans le cas de la famille des smectites, on distingue plusieurs minéraux suivant la nature des cations occupant les sites tétraédriques et octaédriques. *(François, H et Duffant, P. 2000).*

d)- Groupe des chlorites :

Les chlorites ont une structure très particulière. Elles sont composées d'une couche octaédrique entre deux couches tétraédriques. Chacune de ces couches tétraédriques est reliée à une couche de brucite. Les cations de la couche octaédrique en sandwich ont souvent des structures tri-octaédrales où les cations sont souvent des Mg^{2+}. Les possibilités de substitution des cations dans les chlorites sont nombreuses et elles sont à l'origine de la diversité des minéraux de cette famille de minéraux argileux. Ainsi, les ions Mg^{2+}, Fe^{2+} ou Fe^{3+} peuvent remplacer les cations Al^{3+} dans les couches octaédriques. Des substitutions isomorphes peuvent affecter les couches de brucite et des cations Al^{3+} peuvent remplacer des cations Mg^{2+}.

III-2-3- Classification des sols marneux :

**** Classification hydrogéologique :***

La perméabilité (s'exprime en m/s) est le paramètre qui caractérise et quantifie, à l'échelle macroscopique, l'aptitude d'un milieu à se laisser traverser par un fluide.

La perméabilité d'une roche est grossièrement proportionnelle à la taille et à la fonction de distribution des grains qui la composent. Le **(Tab.III.2)** montre les caractéristiques hydrogéologiques de la marne. *(C. Aupert et al. 2004).*

Tab.III.2 : Propriétés hydrogéologiques dès la roche marneuse.

La roche	Valeur de la perméabilité	Classification hydrogéologique	Valeur de l'aquifère
Marnes	10^{-6} à 10^{-7}	Peu perméable	Médiocre à mauvais

**** Classification chimique (Concentration massique en carbonates « $CaCO_3$ ») :*** *(Norme française : NF P 94-048)*

La réaction du sol (non pollué) en présence d'acide chlorhydrique dilué se traduit par une effervescence qui permet d'indiquer déjà s'il s'agit de sol marneux, de sol calcareux ou non :

- Effervescence très vive et prolongée. Les bulles de gaz forment une écume abondante : ce qui indique que le matériau a une teneur en carbonate supérieure à 25 % ; à 30 % ;

- Effervescence vive mais non soutenue. Les bulles de gaz forment une couche peu épaisse mais plus ou moins continue : ceci correspond à un matériau faiblement marneux, pour lequel la teneur en carbonate est comprise entre 10 % et 30 % ;
- Effervescence visible mais modérée. Les bulles de gaz sont assez nombreuses : ce qui conduit à une teneur en carbonate du matériau comprise généralement entre 2 % et 10 % ;
- Effervescence audible et quelques bulles de gaz seulement après quelques secondes : la teneur en carbonates est faible (en général < 2 %) ;
- Aucune effervescence visible ou audible : le matériau ne contient pas d'éléments carbonatés.

La teneur en carbonates déterminée selon la norme NF P 94-048 et traduite selon le **(Tab.III.3)** est utilisée avant tout pour les matériaux marneux et crayeux.

Tab.III.3 : Qualificatif selon la teneur en carbonate.

Teneur en carbonates (%)	Qualificatif
$0 \leq CaCO_3 \leq 10$	non marneux
$10 \leq CaCO_3 \leq 30$	faiblement marneux
$30 \leq CaCO_3 \leq 70$	marneux
$70 \leq CaCO_3 \leq 90$	calcaro-marneux
$90 \leq CaCO_3 \leq 100$	calcareux, crayeux *)
*) La distinction entre calcareux et crayeux se fait à partir de l'origine géologique.	

III-2-4- Mécanisme d'altération :

Définition :

L'altération est l'ensemble des modifications chimiques et physiques qui affectent les sédiments et les roches exposés à l'atmosphère, à l'hydrosphère et à la biosphère. *(G. Chapellier, 1987).*

Elle est contrôlée par:

- La solubilité des minéraux
- La structure de la roche
- Le climat (température et précipitations)
- La présence de sol et de végétation
- La durée d'exposition

Des processus chimiques, physiques et mécaniques provoquent une altération de la roche. On distingue trois types d'altérations selon des causes auxquels se produisant :

a)- Altération mécanique :

L'altération mécanique est le point de départ, suivi par une altération chimique, liée à l'eau, les agents dynamiques comme : gravité, vent, courant d'eau, sont des processus d'érosion.

Le retrait provoque l'apparition des fissures par dessiccation en période sèche, alors qu'en période pluvieuse, l'apport d'eau remplis les fissures et provoque le gonflement. Cette alternance engendre la désagrégation des roches et d'où l'apparition des fissures. *(G. Chapellier, 1987).*

b)- Altération physique :

Le comportement de l'eau à la surface est généré par 2 facteurs :

- Gravité, liée au relief
- Climat, influe sur la cinétique des réactions chimiques

Ces 2 facteurs contrôlent 2 processus associés :

- Désagrégation physique (ou mécanique) des reliefs
- Altération chimique

Elle résulte de la gravité. L'importance de cette désagrégation est liée aux formations géologiques. Elles ne sont jamais homogènes. Il y a des discontinuités liées à la tectonique (mouvements et déformations subies par les roches). Les déformations sont soit souple et provoquent des plis ou soit cassantes et provoquent des failles ou des factures appelées diaclases.

Il y a aussi des discontinuités liées aux roches sédimentaires. On observe une stratification. Entre les deux couches, il y a un joint de stratification. *(G. Chapellier, 1987).*

* Par l'action gel-dégel :

Les alternances de gel-dégel, en climat suffisamment humide, fragmentent les roches (cryoclastie). L'eau en gelant augmente son volume de 9-10% et élargit progressivement les fractures. **(Fig.III.4).** *(G. Chapellier, 1987).*



Fig.III.4 : Altération physique par Les alternances de gel-dégel.

* Par l'action des végétaux :

Les plantes représentent un vrai problème dans l'altération physique des roches par leurs racines, qui peuvent ensuite créer des fissurations très importantes, ceux qui facilitent l'infiltration ou la percolation des eaux à travers elles-mêmes. **(Fig.III.5).** *(G. Chapellier, 1987).*



Fig.III.5 : Altération physique causée par les racines des plantes.

c)- Altération chimique :

L'eau est l'agent majeur de l'altération chimique des roches, et la molécule d'eau se comporte comme un dipôle dont la force d'attraction vis-à-vis d'un ion détermine sa solubilité.

L'eau a une force d'attraction caractérisée par le potentiel ionique **: (PI).** *(M. Dobrin, 1976).*

PI = Z / r

Z = charge

r = rayon.

Seuls les ions d'un même groupe peuvent se substituer.

1er groupe → K^+, Ca^{2+}, Na^+

2ème groupe → Fe^{3+}, Mg^{2+}, Fe^{2+}

3ème groupe → Si 3^+, $Al3^+$

Le diagramme de Goldschmidt **(Fig.III.6)** représente quatre domaines d'altérations chimiques.

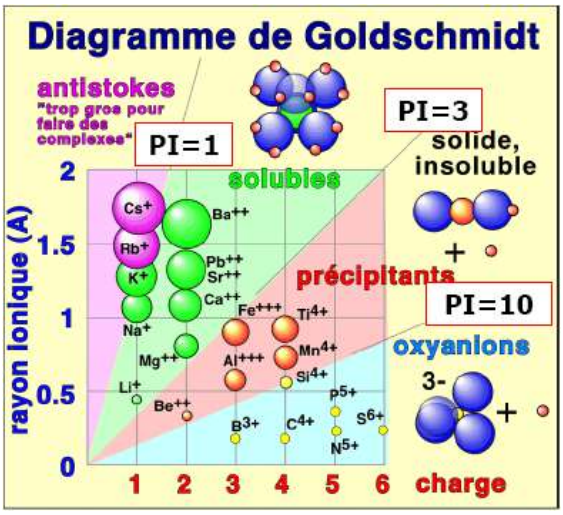


Fig.III.6 : Schéma expérimental représente les domaines d'altérations chimiques.

Indication : *(M. Dobrin, 1976).*

1)-Pour : PI=1

Faible charge attire les dipôles d'eau

• Na (principal constituant de l'eau de mer)

• Ca, Mg (calcaire)

Rem: PI<1 (Le domaine des cations solubles).

2)-Pour : 3<PI<10

Le domaine des précipitations d'hydroxydes (hydrolysats).

Rem: (les hydroxydes sont insolubles).

3)-Pour : P>10

Le domaine des oxy-anions solubles

Exemples: carbonates, sulfates, phosphates.

Conclusion :

A la lumière de l'étude bibliographique présentée précédemment, on peut donc aller très loin que ça, en vue d'analyser les différents chapitres qui viennent ci-après où celle-ci va nous aider à interpréter les différents résultats à obtenir pour pouvoir prendre des décisions vis-à-vis les ouvrages à construire à travers le choix de types de fondation à adopter, et également, d'analyser les résultats qu'on peut avoir à l'issus de l'étude et le traitement numérique des données collectées.

Introduction :

La faible stabilité des versants marneux constitue un risque aussi bien pour les nouvelles constructions que pour les anciennes ainsi que les travaux de terrassements. Ces derniers peuvent réactiver des mouvements anciens où ces instabilités, sont d'une part commandées par des facteurs lithologiques, morphologiques, climatiques, sismiques et surtout anthropiques (causés par l'homme), dont la rupture peut induire des mouvements tels que les glissements et le fluage et, d'autre part, elles sont liées au comportement mécanique de ces marnes et de leurs compositions.

Avant d'effectuer une analyse numérique de ces instabilités, il faudra d'abord passer par une représentation générale du type de fondations existantes en vue de sélectionner les cas à analyser.

V-1-Diffèrentes type de fondation :

V-1-1- Fondation superficielles (Radier):

Appelées aussi fondations directes, elles transmettent les efforts directement sur les couches proches de la surface. On les utilise quand les couches géologiques surfaciques sont capables de supporter la construction. Considéré comme superficielle quand la profondeur D du niveau de fondation par rapport au niveau 0 est inférieure à 4 fois la largeur B du massif de fondation. Si la distance entre deux semelles voisines est trop faible, on peut les associer et aboutir, dans le cas ultime, à une fondation filante ou encore à un radier général sous l'ouvrage.

Il s'agit du type de fondations le plus courant pour les habitations, les murs de soutènement, les réservoirs… . Cette solution ne nécessite pas de qualification particulière.

Les fondations superficielles sont :

- Les fondations fonctionnelles : constituées par des semelles isolées sous poteaux ;
- Les fondations linéaires : constituées par des semelles continues sous poteaux ou murs ;
- Les fondations surfaciques : constituées par des radiers et cuvelage sous poteaux ou murs.

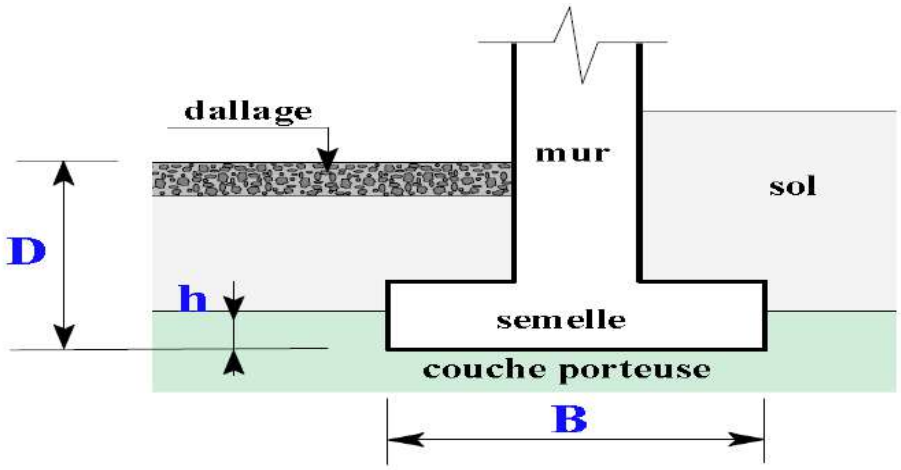


Fig.V.1 : Coupe verticale sur semelle superficielles.

V-1-2- Les différentes semelles Superficielles :

Différents types de semelles existent :

- Semelle continue ;
- Semelle isolée.

Différents types de semelles continues :

- Semelle flexible, de faible épaisseur, est surtout intéressante pour un sol de mauvaise qualité, la semelle flexible sera plus économique.

AV : moins encombrante ; cube de béton plus réduit ; résistance meilleure

INC : necessite d'utiliser beaucoup d'acier ; exécution plus compliquée ; pression maximal sur le sol supérieur.

- Semelle rigide pour un sol de bonne qualité

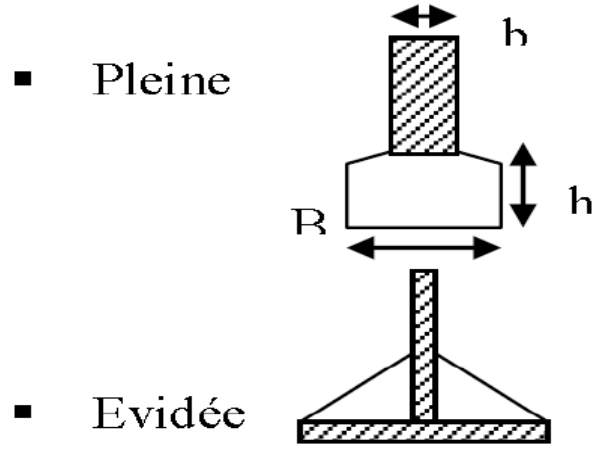


Fig.V.2 : Semelle rigide pour un sol de bonne qualité.

On peut différencier entre eux par le biais de formule de bonne pratique :

$$h \geq \frac{B-b}{4} + 0{,}05m$$

Avec h ayant comme limite de 15 cm on ne peut pas descendre plus bas.

V-1-3- Contrainte au sol :

Il y'a deux cas à envisager.

- **La contrainte fixée à l'avance :**

Dans le cas de connaissance ultérieure des réalisations existantes ou à défaut d'essais expérimentaux on pourra prendre :

Tableau.V.1 : Différentes valeurs de contrainte fixée à l'avance.

Type de sol	Contrainte admissible	Type de sol	Contraint admissible
Sol mou	0.4bar	Sol mi dur	1.5 à 3 bars

Sol consistant	0.8bar	Sable et gravier	3 à 4 bars
Sable fin ou moyen	1 à 2bars	Sol dur	3 à 5 bars
Sable grossier	2 à 3bars	Roche peu fissurée	10 à 15 bars

- **La contrainte nom fixé à l'avance :**

Une étude géotechnique complète est à réaliser afin de déterminer avec précision :

- La densité ou le poids spécifique γ
- L'angle de frottement φ
- La cohésion C

Pour une étude plus approfondie et complexe, on peut même déterminer la perméabilité, les limites d'Atterberg, la compressibilité, le module d'élasticité et le coefficient de poisson. Théoriquement, il y a deux contraintes admissibles à étudier : La contrainte limite d'élasticité et la contrainte de poinçonnement, mais en pratique, on utilise que la deuxième car elle est souvent la plus déterminante.

- **Calcul des contraintes admissibles:**

a. Caractéristiques du sol:

Les grandeurs physiques utilisées seront:

Poids spécifique du sol sec: $\boldsymbol{\gamma_d}$

Poids spécifique des grains: $\boldsymbol{\gamma_s}$

Cohésion non drainée: $\boldsymbol{C_u}$

Angle de frottement effectif: $\boldsymbol{\varphi'}$

Cohésion effective:$\boldsymbol{C'}$

- **Paramètres de calculs:**

Les fonctions de portance utilisées dans le calcul des contraintes admissibles sont désignées par:

$$N_\gamma \qquad N_q \qquad N_c$$

- **Coefficients de sécurité:**

Les valeurs calculées à l'aide des fonctions de portance visées correspondent aux contraintes de rupture du sol; ces valeurs doivent être affectées d'un coefficient de sécurité pour obtenir les contraintes admissibles.

- **d. Hypothèses de calcul:**

On admet que le sol, sous la largeur de la fondation se comporte comme un coin lié à celle-ci et s'enfonçant dans le sol; la face latérale du coin faisant un angle de $\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}$ avec la sous face horizontale de la semelle.

- **e. Méthode de calcul:**

Pour les sols à dominante sableuse, les calculs doivent être fait après consolidation, en partant des caractéristiques $\boldsymbol{C'}$ et $\boldsymbol{\varphi'}$.

Pour les autres sols, on doit faire la double vérification concernant la pression de poinçonnement admissible: avant consolidation en partant de $\boldsymbol{C_u}$ et $\boldsymbol{\varphi_u}$ (nul pour les argiles saturées). En fin de consolidation en partant de $\boldsymbol{C'}$ et $\boldsymbol{\varphi'}$.

- **Contrainte admissible pour γ≠0 sous semelles recevant des charges verticales centrées :**

Pour la vérification avant consolidation, N_γ , N_q , $N_c$sont pris avec la correspondance $\boldsymbol{\varphi_u}$

La cohésion est prise avec la valeur $\boldsymbol{C_u}$.

- **Semelles continues**:

$$\sigma_a = \gamma_h D + \frac{\rho\gamma_h N_\gamma + \gamma_h d\left(N_q - 1\right) + C' N_c}{F}$$

γ_h= Poids spécifique du sol humide au-dessus de la nappe d'eau.

F = Coefficient de sécurité.

Si le terrain est immergé, γ_h doit être déjaugé et remplacé par : $\gamma_d \frac{\gamma_s - 1}{\gamma_s}$

P= paramètre appelé rayon moyen, rapport de la surface au périmètre de la fondation.

Pour une semelle rectangulaire de largeur B et longueur L, on obtient: $\rho = \frac{B}{2(1+\frac{B}{L})}$

Pour la semelle continue, on peut négliger B/L d'où:$\rho = \frac{B}{2}$

D = hauteur de pénétration de la semelle dans le sol

B = largeur ou diamètre de la semelle

L = longueur de la semelle (B < L)

- **Semelles isolées rectangulaires:**

$$\sigma_s = \gamma_h D + \frac{\rho\gamma_h N_\gamma + \gamma_h d\left(N_q - 1\right) + 1.3 C' N_c}{F}$$

- **Semelles isolées circulaires de diamètre 2R:**

$$\sigma_s = \gamma_h D + \frac{0.6\rho\gamma_h N_\gamma + R\gamma_h d(N_q - 1) + 1.3C' N_c}{F}$$

- **Contrainte admissible pour γ=0 sous semelles recevant des charges verticales centrées :**

Semelles continues:

$$\sigma_s = \gamma_h D + \frac{5.14 C_u}{F}$$

Semelles isolées rectangulaires:

$$\sigma_s = \gamma_h D + \frac{5.14(1 + 0.3\frac{B}{L})}{F}$$

Semelles circulaires: il suffit que B = L dans les semelles isolées rectangulaire.

- **Contraintes admissibles du sol sou semelles recevant des charges verticales excentrées :**

Si l'excentrement par rapport à l'axe de la semelle vaut la valeur **e**, remplacer dans les formules précédentes **B** par **B'** = **B-2^e**

V-2- Fondation profondes :

Une fondation profonde est caractérisée par la manière dont le sol est sollicité pour résister aux charges appliquées :

- résistance en pointe
- par frottement latéral
- résistance de pointe et frottement latéral (cas courant).

Ses dimensions sont définies par :

- D : Longueur de fondation enterrée dans le sol
- B : largeur de la fondation ou diamètre.

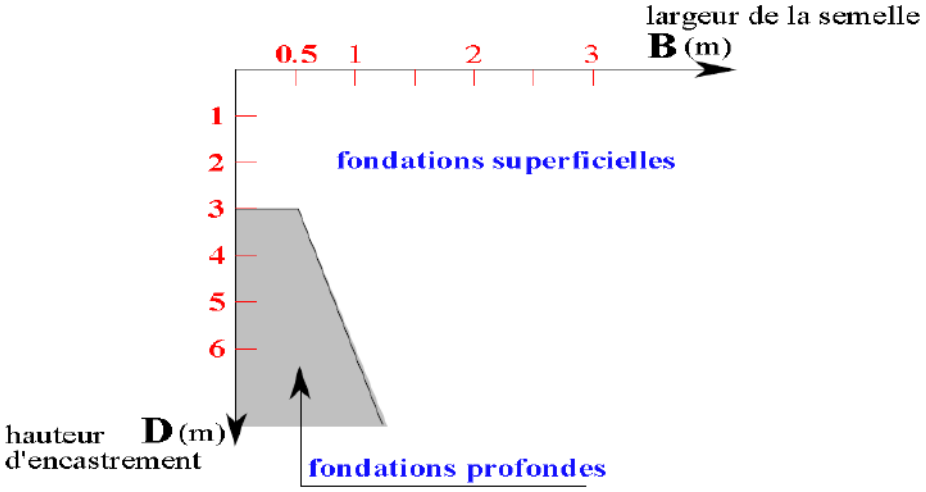


Fig.V.3 : caractéristiques de fondation profonde.

D'une manière générale, les fondations profondes sont souvent désignées par le terme de « pieu ».

V-2-1- principe de fonctionnement :

V-2-1-1-Cas d'un pieu isolé :

Un pieu transmet au sol les charges qu'il supporte :

- par l'appui de sa base sur le sol résistant (effort de pointe noté Qp)
- par le frottement latéral entre le sol et le pieu (effort de frottement latéral noté Qs)

L'effort de pointe est proportionnel à :

- section de la base du pieu
- à la résistance du substratum

L'effort de frottement latéral est proportionnel à :

- la surface de contact entre le pieu et le sol
- au coefficient de frottement pieu-sol (rugosité du pieu, pression latérale, coefficient de frottement interne du sol)

Le frottement latéral du pieu n'est mobilisable que s'il y a déplacement relatif entre le pieu et le sol. Si le pieu a tendance à s'enfoncer dans un sol stable, le frottement sol-pieu génère un effort vertical ascendant (frottement positif).

Si au contraire, le pieu étant immobile, le sol à tendance à tasser, le frottement sol-pieu est négatif. Cela a pour conséquence de surcharger le pieu. Pour remédier à ce problème (couches compressibles, remblais récents non stabilisés), on chemisera le pieu par un tubage afin de diminuer l'effet du frottement négatif.

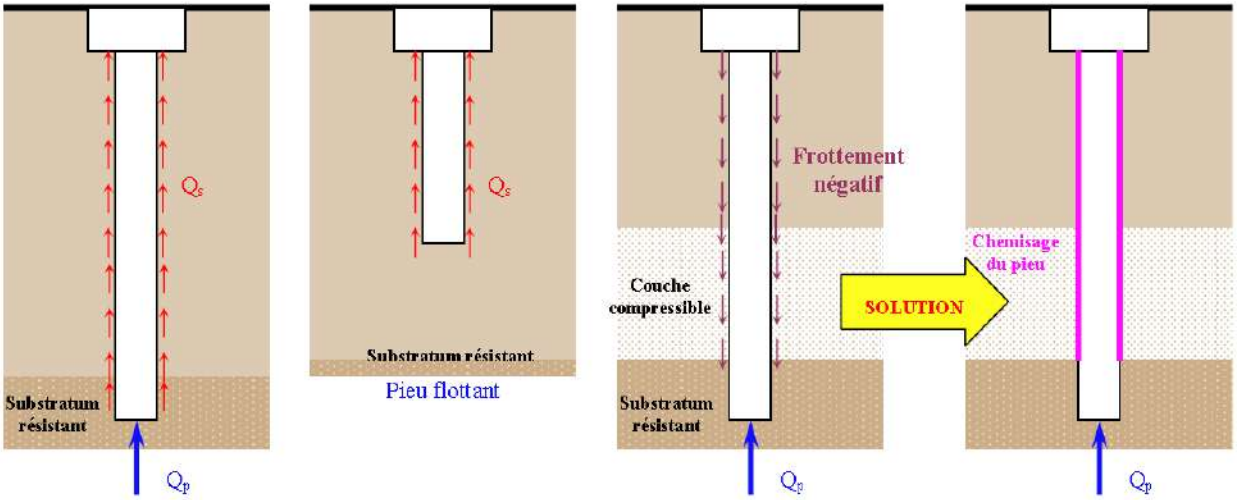


Fig.V.4 : frottement entre le pieu et le sol.

Attention, si le pieu travaille à l'arrachement, Qp = 0. Il est admis que le frottement latéral mobilisable est identique selon que le pieu travaille en compression ou en traction.

V-2-1-2-Cas de groupes de pieux :

D'une part, lorsque les pieux sont suffisamment rapprochés, il ne suffit pas de vérifier la résistance d'un pieu isolé. En effet, il arrive que la charge limite d'un groupe de pieux Q_{gu} soit inférieure à la somme des charges limites de chaque pieu isolé Q_{ui}.

Le coefficient d'efficacité du groupe de pieu se définit comme suit :

$$C_e = \frac{Q_{gu}}{Q_{ui}}$$

D'autre part la diffusion de contraintes en profondeur sous un groupe de pieux est différente de celle sous un pieu isolé. Il se produit un effet radier.

Cela a pour conséquence de transmettre les contraintes en profondeur bien au-delà de celles générées par un pieu isolé.

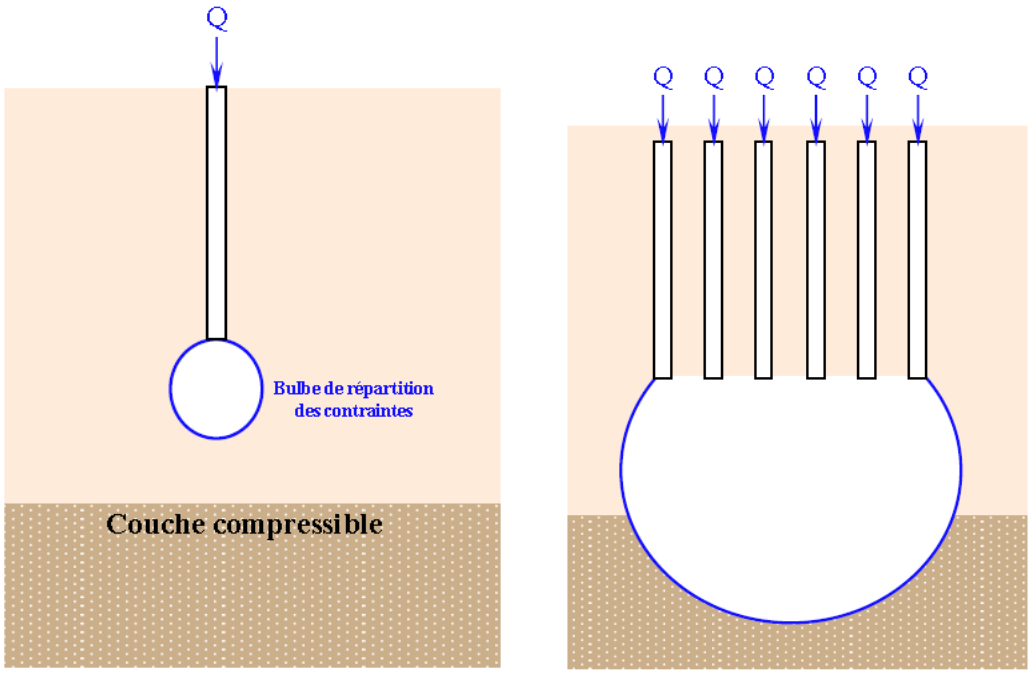


Fig.V.5 : principe de fonctionnement (pieu et groupe des pieux).

- **Détermination de la charge limite d'un pieu isole :**

Considérons un pieu isolé soumis à une charge verticale. Le pieu traverse différentes couches de sol de qualité plus ou moins bonnes pour s'ancrer dans une couche de sol aux caractéristiques mécaniques favorables. Cette couche s'appelle couche d'ancrage ou substratum résistant.

La charge limite du pieu Q_u est obtenue en additionnant la charge limite de pointe Q_{pu}qui correspond au poinçonnement du sol sous la base du pieu et la charge limite Q_{su} mobilisable par le frottement latéral entre le sol et le pieu.

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su}$$

La charge limite de pointe est donnée par :

$$Q_{pu} = \rho_p . A . q_{pu}$$

La charge limite de frottement est donnée par :

$$Q_{su} = \rho_s . P . \sum q_{si} . e_i$$

Avec :

- ρ_p : coefficient réducteur de section de l'effort de pointe
- ρ_s: coefficient réducteur de section de l'effort de frottement latéral
- A : aire de la section droite
- P : périmètre de la section du pieu
- q_{pu}: résistance limite de pointe

- q_{si}: frottement latéral unitaire limite dans couche i
- e_i: épaisseur de la couche i
- h : hauteur d'ancrage

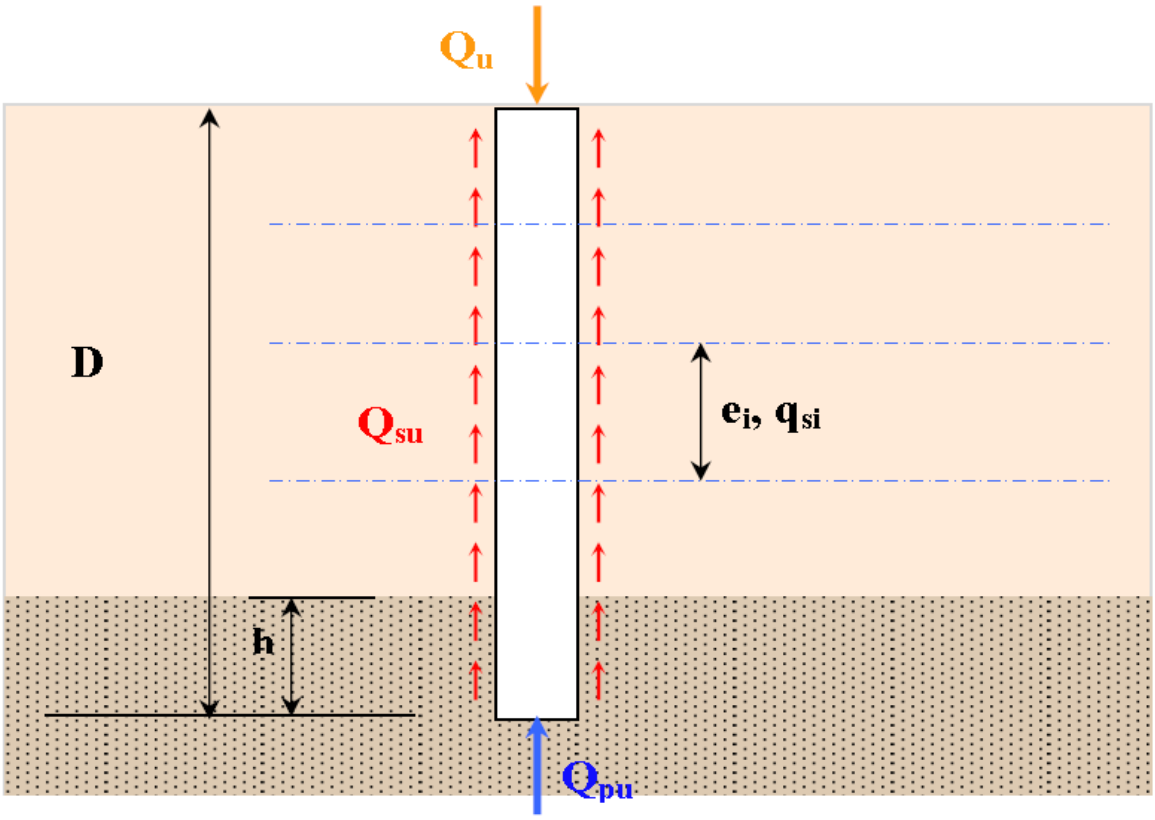


Fig.V.6 : la charge limite d'un pieu isole.

V-3- Différents témoins d'instabilités dans la région d'étude :

A partir de la présente analyse faite sur les marnes d'El –Achour et de Daly –Brahim, de plusieurs visites de terrains, des enquêtes sur place, synthèse des dossiers et des rapports des études antérieurs, on peut englober l'ensemble des cas d'instabilités en deux grandes familles :

- Des instabilités liées aux variations de volume (phénomène retrait-gonflement) ;
- Des instabilités dues aux mouvements de terrains.

V-4- Instabilités dues aux variations de volume *(retrait-gonflement)*:

La variation de volume d'un sol est provoquée soit par un processus de retrait (séchage), soit par processus de gonflement (humidification). En raison des changements climatiques saisonniers, l'alternance de ces processus, qui est le siège des modifications de l'état hydrique du sol naturel, résulte de phénomènes cycliques de retrait-gonflement. En point de vue chimique, ce phénomène se

manifeste lors d'une présence ou absence d'eau dans les sols de nature minéralogique argileuse (pourcentage des montmorillonites et illites très élevé).

Le cas du site relatif aux différents projets réalisés dans la région d'étude représente un bon exemple des instabilités observées, lesquelles sont à l'origine des variations de volume. En se référant à l'étude détaillée faite sur les marnes de la région d'étude dans le chapitre III précédent.

La détermination des différents paramètres de gonflement et des caractéristiques de cisaillements des sols étudiés nous a permet de bien cerner les phénomènes d'instabilités liés à ce dernier, et on a trouvé par la suite que les facteurs les plus importants qui peuvent nous informer sur ce type de problèmes sont :

- La pression de gonflement qui correspond à la pression nécessaire pour empêcher un échantillon de gonfler.
- Les limites d'Atterberg, notamment l'indice de plasticité (Ip) et la limite de liquidité (W_L).
- Les pourcentages des minéraux argileux gonflants.
- L'indice de gonflement (Cg).

V-4-1- Conséquences et désordres dus aux processus de retrait-gonflement :

- La fissuration des murs ;
- Le craquement des parterres des maisons ;
- Les soulèvements de dallages sur terre pleine ;
- La rupture de canalisations diverses ;
- La dégradation des routes ;
- Le fluage et le glissement de terrains pour les faibles pentes.

V-4-2- Photos montrant des instabilités volumiques :

L'alternance des processus de retrait-gonflement, dans les marnes de Dely –Brahim, a provoquée des désordres qui ont affecté plus particulièrement les constructions légères. Parmi les désordres les plus frappants, on cite :

- Des fissurations horizontales passant par une porte d'une maison et autrement occupant toute la partie supérieure da la maison sous forme d'un rectangle (Photos 1 et 2).
- Des fissurations verticales et obliques marquées sur plusieurs murs de constructions légères dont l'ouverture peut atteindre les 12cm. (Photos 3, 4 et 5) ;



Photo 1 : Des fissures horizontales se sont produites en têtes de la construction (Daly – Brahim).



Photo 2 : Fissure horizontale passant par une porte d'une maison (Daly –Brahim).





Photos 3 et 4 : Fissurations verticales marquées sur des murs des constructions légères à Dely –Brahim.



Photos 5 : Fissurations obliques observables sur des murs des constructions légères à Al-Achour.

V-5- Instabilités dues aux mouvements de terrains :

Sur la base des travaux de terrain, nous avons recensé une série d'instabilités, produites dans les marnes de Daly –Brahim, dont on peut distinguer les mouvements de terrains suivants :

- Le fluage ;
- Le glissement.

V-5-1- Fluage dans la région d'étude :

Les mouvements lents caractérisent plutôt les sols argilo-marneux à forte plasticité. Ces derniers se distinguent des autres mouvements par leur extension et des vitesses de déplacements très faibles qui donnent au paysage un aspect ondulé.

Le plus souvent, ces mouvements lents sont exprimés d'abord par un phénomène de fluage qui correspond à une déformation viscoplastique lente, sous une contrainte inférieure à la résistance au cisaillement, donnant une morphologie particulière moutonnée.

Le mouvement se produit avec de nombreuses ondulations, et avec l'existence de trompes et bourrelets emboîtés affectant la couche superficielle (marne altérée) saturée d'eau, sur des pentes moyennes (15 à 30%).

Vu les conditions lithologiques, morphologiques et climatiques de la région d'étude, qui favorisent ce genre d'instabilité et les **cycles retrait-gonflements**, qui jouent un rôle important dans ce type de mouvement, les eaux de pluies provoquent le gonflement des marnes superficielles altérées comme première conséquence du gonflement, les particules voisines ont tendance à s'éloigner de plus en plus au fur et à mesure que l'eau pénètre dans le sol, et par suite, la résistance au cisaillement du sol va chuter jusqu'à annulation. En effet, les résultats montrent clairement la réduction de la cohésion non drainée, mesurée à la boite de Casagrande. Dans les marnes saines, les cohésions non drainées varient dans la plage $0.18 < Cu < 1$ bars, tandis que dans les marnes altérées, les cohésions varient dans la fourchette $0.08 < Cu < 0.73$ bars.

V-5-2- Glissement de terrain dans la région d'étude :

Ce type de mouvement se produit, dans les marnes altérées et se traduit par la déstabilisation d'une masse qui bascule le long d'une surface de rupture.

Dans la région d'étude (Photos 7 et 8), les glissements superficiels se manifestent par de petits escarpements allant de quelques dizaines de centimètres au mètre. Il faut signaler que la cause principale de ces glissements réside dans l'instabilité volumique, qui peut être expliquée par les mouvements alternatifs de gonflement-retrait du sol et d'autre part une augmentation de la pression interstitielle qui passe d'une valeur négative à une valeur positive.



Photos 7 et 8 : Dégâts important affectant une légère maison et une route suite à un glissement de terrain dans la région d'El –Achour.

V-6- Estimation et comparaison des déformations des marnes à l'aide du logiciel Plaxis 8.2:

L'étude des paramètres géotechniques revue une importance capitale vis-à-vis la sécurité des ouvrages à construire, aujourd'hui, l'outil informatique offre la possibilité de les étudier et donne une simulation des comportements et des déformations susceptible d'apparaître dans le sol, donc il est indispensable d'étudier la relation entre les paramètres géotechniques et les instabilités qui se présentent dans les marnes de la région d'étude.

V-6-1- Présentation du logiciel PLAXIS 8.2:

PLAXIS est un programme d'éléments finis spécialement conçu pour l'analyse des problèmes de déformation dans les sols et les roches, l'interface d'utilisation de PLAXIS consiste en quatre sous programmes (Input, Output, Calculation et Curves).

Il est toutefois nécessaire de définir au préalable les caractéristiques des couches de sols et le type des calculs à réaliser ainsi que les cas de chargement qui seront à appliquer.

V-6-1-1- la méthode des éléments finis :

L'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères. Pour réaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques de la résistance des matériaux, l'ingénieur a recours aux méthodes qui lui permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes. Conditionnée par les progrès effectués dans le domaine informatique et les acquis des mathématiques dans la théorie de l'énergie, des méthodes de projection et des méthodes d'approximation, la méthode des éléments finis est devenue éventuellement la plus performante des méthodes numériques vu son grand champ d'application où elle est utilisée dans de nombreux secteurs de l'industrie : aérospatiale, nucléaire, génie civile, construction navale, mécanique, technique off-shore, … etc. [IMBE, 79].

La méthode des éléments finis est donc une technique récente à caractère pluridisciplinaire car elle met en œuvre les connaissances de trois disciplines de base :

- *La mécanique des structures* : élasticité, résistance des matériaux, dynamique, plasticité, … etc...
- L'analyse numérique : méthodes d'approximations, résolution des systèmes linéaires, des problèmes aux valeurs propres, … etc...
- L'informatique appliquée : techniques de développement et de maintenance de grands logiciels.

- **Bref historique :**

L'histoire de la MEF a commencé en 1819, quand Navier définit une méthode d'étude des systèmes hyperstatiques basés sur l'application des conditions d'équilibre et de compatibilité, puis Maxwell en 1864 et Castigliano en 1878 établissent d'une façon complète les théorèmes de l'énergie. Au début du 20ème siècle, des résultats fondamentaux dans le domaine des méthodes d'approximation ont été établit les bases en effectuant une discrétisation spatiale du domaine tout en utilisant les méthodes d'approximation variationnelles. En 1955, Argyris présente une approche unifiée des méthodes des déplacements et des forces, l'année suivante Turner et Clough publient une présentation systématique de la méthode des déplacements. Ces deux publications sont particulièrement importantes et représentent véritablement le début de la MEF comme technique de calcul des structures complexes.

- **Concepts de base**

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre finis d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements réels de la structure en tant qu'objet continu.

La MEF est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées.
Elle nécessite un grand nombre de calculs qui, cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique.

- **Calculs par la MEF :**

La méthode aux éléments finis est théoriquement, la plus satisfaisante puisqu'elle permet la modélisation des problèmes géotechniques complexes.

Elle nécessite :

- La définition de la géométrie du problème, pour que les frontières du calcul n'influence pas sur les résultats.
- Le choix d'une loi de comportement du sol, de type Mohr-Coulomb, Duncan, Cam-Clay, … etc...
- Les caractéristiques des ouvrages et des éléments d'interface pour introduire l'interaction sol-structures et les conditions hydrauliques.
- Les caractéristiques des butons ou des tirants d'ancrage.
- L'état initial des contraintes et des pressions interstitielles.

Elle permet :

- d'effectuer les calculs d'écoulement ;
- de simuler toutes les phases de travaux ;
- de prendre en compte les variations des caractéristiques : des ouvrages, des couches de terrain et des lits de butons ou de tirants ;
- de calculer un coefficient de sécurité.

V-6-2- Application et traitement sur Plaxis 8.2 :

On présentera dans le **(Tab.V.1)** les différents paramètres géotechniques des trois unités de marnes afin d'effectuer **trois applications** différentes par le logiciel Plaxis sur un bâtiment (R+6 avec un sous-sol R-1) qui repose sur un terrain supposé plat et également une lithologie horizontale. Et ceci, afin d'éviter toutes complications qui peuvent se présenter lors de la simulation (ou modélisation), on distingue trois cas différents :

- **1er cas :** analyse de la stabilité en charge statique du terrain marneux au repos ;
- **2ème cas :** analyse et vérification de la stabilité du système sol-bâtiment en charge dynamique pour deux cas de fondation (radier et système radier-pieux) ;
- **3ème cas :** analyse et vérification de la stabilité du système sol-bâtiment en charge statique pour deux cas de fondation (radier et système radier-pieux).

Tab.V.2 : Différents paramètres géotechniques des trois unités de marnes *(Gadouri. H et Khellas. M 2010)* **:**

	Unité (I)	**Unité (II)**	**Unité (IIII)**
γ_{sat} (KN/m^3)	19.8	20.5	20.5
γ_d (KN/m^3)	16	16.5	17.5
φ (°)	22	20	18
Ψ (°)	-	-	-
ν	0.3	0.25	0.25
E (KN/m^2)	50000		

V-7- 1er cas : analyse de la stabilité en charge statique du terrain marneux au repos :

V-7-1- Définition du modèle géométrique et insertion des paramètres géotechniques :

Le modèle géométrique est introduit dans le logiciel PLAXIS par des commandes tout en utilisant les lignes géométriques pour définir ses limites. Le comportement des sols pulvérulents saturés (les sables) est souvent représenté par une loi élastique parfaitement plastique isotrope de Mohr-Coulomb (de préférence non associée). En revanche, le comportement des sols cohérents saturés (argiles) doit être représenté par une loi de comportement élasto-plastique avec écrouissage et une partie élastique linéaire anisotrope (loi MÉLANIE ou lois de type Cam-Clay anisotrope) *[Mouratidis. A ; Magnan. J.P (1983) ; Leroueil. S et al (1985)]*. Dans toutes les applications qui viendront ci-après, en utilisant le modèle de comportement de **MHOR-COULOMB** pour décrire de manière approchée le comportement des sols cohérents à long terme (la marne dans notre cas) sauf pour la troisième sous-couche où on va utiliser le modèle d'élasticité linéaire (car la marne saine se comporte comme une roche de grande résistance) *(Magnan, J-P. et Mestat, P. 1986).*

Après avoir définir la géométrie du modèle, on devra saisir les paramètres relatifs aux matériaux, et de poser le chargement, ainsi que les fixations pour les conditions aux limites.

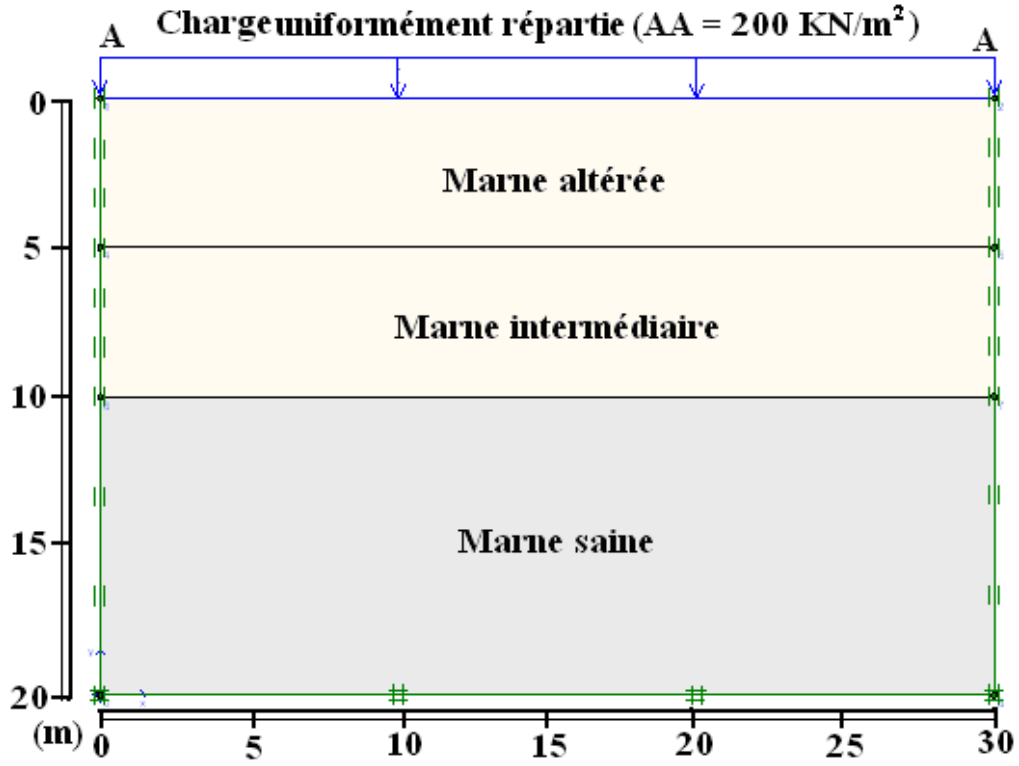


Fig.V.7 : Définition du modèle géométrique *(Gadouri. H et Khellas. M 2010).*

Dans notre modèle (Fig.V.1) on a trois unités, de 0 à 5m la marne altérée, de 5 à 10m la marne intermédiaire et de 10 à 20m la marne saine, et on a introduit à chaque unités ses propres

caractéristiques géotechniques avec une charge de confinement de 200KN/m^2, lorsque le modèle géométrique est réalisé le maillage peut être généré.

Rappelons que dans cette analyse nous avons choisis d'utiliser le critère de MHOR-COULOMB, ce modèle est bien connu et utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol, il considère cinq paramètres ; **le module d'Young (E), le coefficient de poisson (v), la cohésion (c), l'angle de frottement (φ), et l'angle de dilatance (ψ).**

V-7-2- Génération du maillage d'éléments finis :

Dès que tous les paramètres et les données sont introduits, l'option « generate mesh » permet de générer le maillage.

Dans notre cas (Fig.V.2), on a utilisé un maillage très fin, ce qui donne un modèle composé de **123 éléments** environs, sous forme de triangle, chaque élément compte **15 nœuds** définit par le logiciel PLAXIS qui donne exactement **1033 nœuds.**

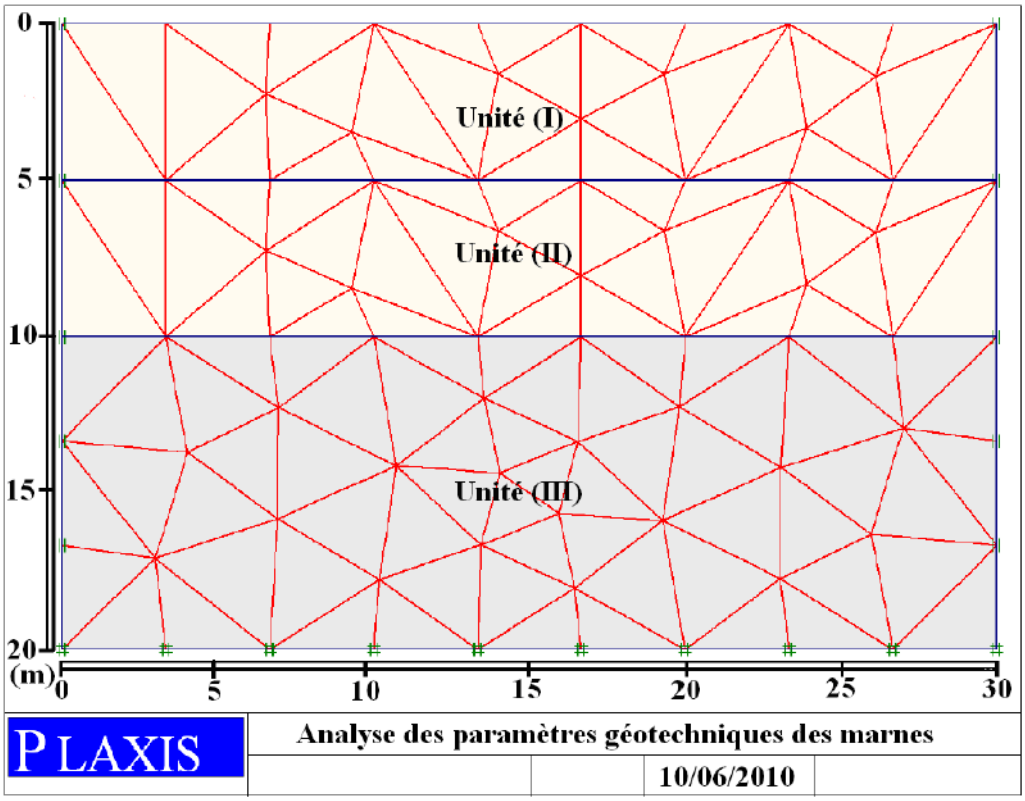


Fig.V.8 : Maillage du modèle *(Gadouri. H et Khellas. M 2010).*

V-7-3- Les contraintes initiales :

Les contraintes initiales dans le sol sont influencées par le poids du matériau et par l'histoire de sa formation, cet état de contraintes est caractérisé généralement par une contrainte effective verticale initiale σ'_{v0}, la contrainte effective horizontale σ'_{h0} est liée à la contrainte effective verticale initiale par le cœfficient de pression des terres au repos K_0 tel que ($\sigma'_{h0} = K_0\ \sigma'_{v0}$)

La valeur par défaut de K_0 est obtenue par la formule de Jaky ($K_0 = 1\text{-}\sin\varphi$) utilisée par le logiciel.

a)- Les pressions interstitielles :

Cette phase montre la distribution des pressions interstitielles, et permet d'évaluer la valeur de cette pression dans chaque point du model géométrique. (Fig.V.3). Dans notre cas la pression interstitielle maximale est de 173,95 KN/m^2

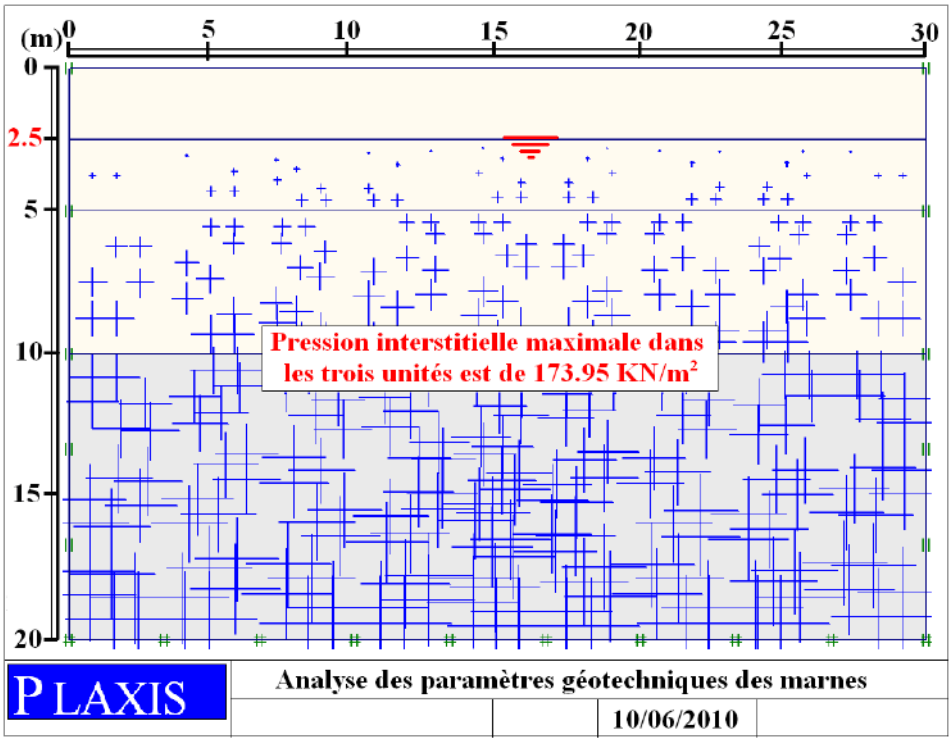


Fig.V.9 : Distribution des pressions interstitielles *(Gadouri. H et Khellas. M 2010).*

b)- Les contraintes effectives :

Concernant les contraintes effectives (Fig.V.4), cette seconde phase représente leurs distributions, et donne les valeurs correspondantes dans chaque point, dans notre cas la contrainte effective maximale est de 220,9KN/m^2.

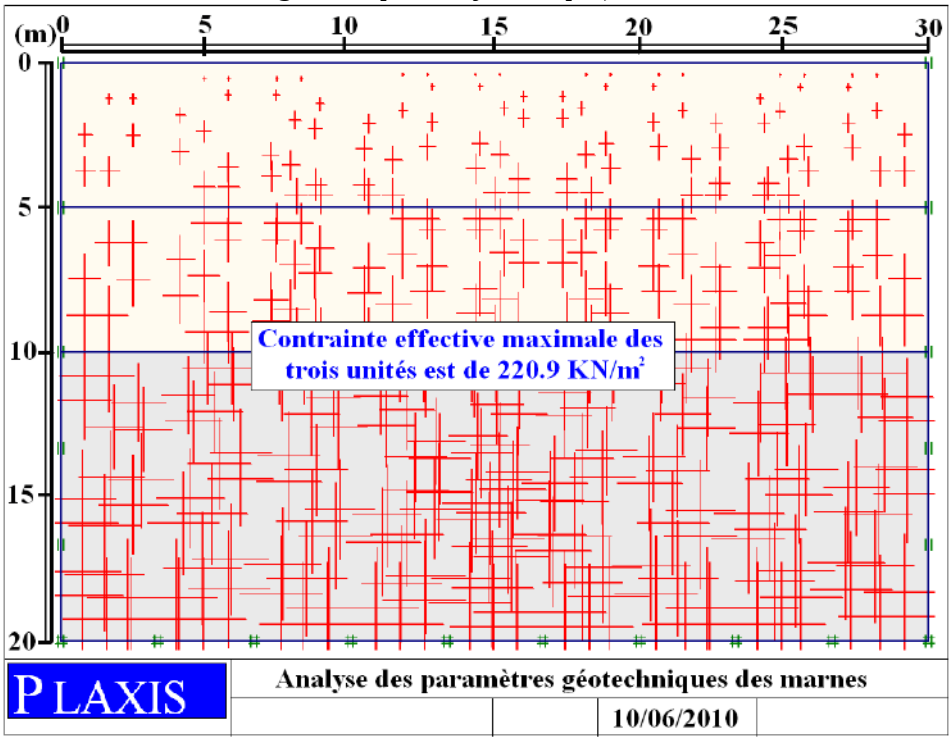


Fig.V.10 : Champ des contraintes effectives *(Gadouri. H et Khellas. M 2010).*

V-7-4- Repense du milieu sollicité :

Le modèle géométrique a été sollicité par une charge uniformément répartie de 200 KN/m^{2,} la (Fig.V.5) montre les déformations attendues. Elles sont représentées par des soulèvements dans les intervalles ente les points (1-2), (2-3) et (4-5), et par des affaissements entre les points (3-4).

Ces déformations se prolongent et diminuent en fonction de la profondeur où le déplacement maximal est de 44,96.10^{-6}m. Cette diminution est due au changement des caractéristiques géotechniques des trois unités et leur différence en composition minéralogique.

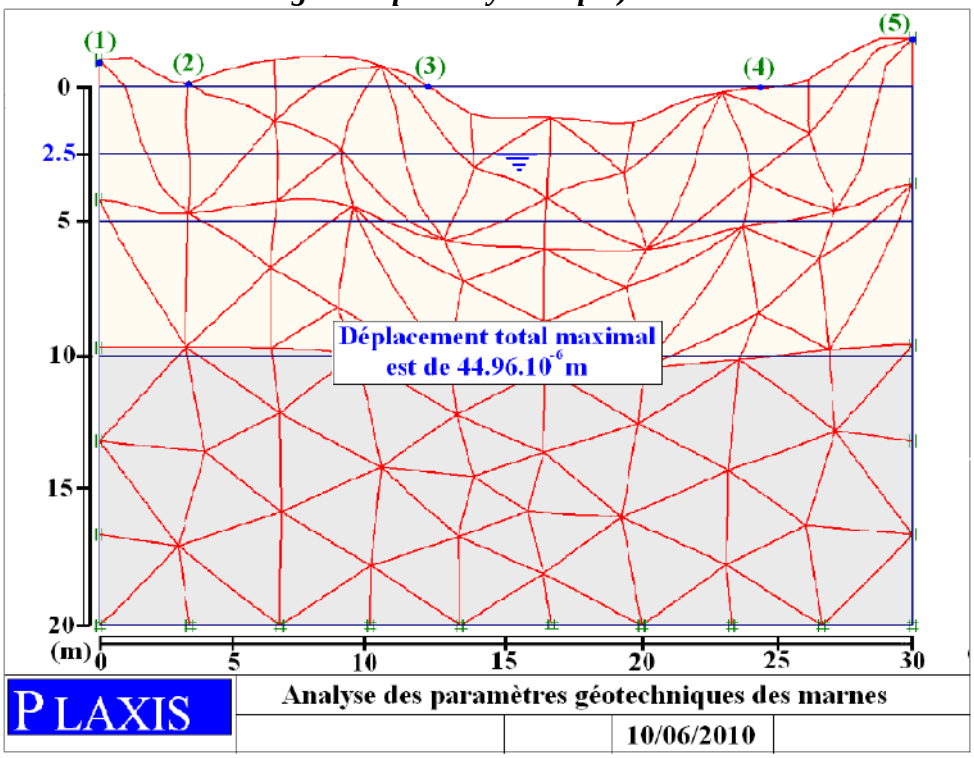


Fig.V.11 : Déformation du modèle sollicité *(Gadouri. H et Khellas. M 2010).*

V-7-5- Déplacement total :

Cette étape montre la distribution des déplacements totaux dans le modèle géométrique, ces déplacements sont présentés dans la (Fig.V.6).

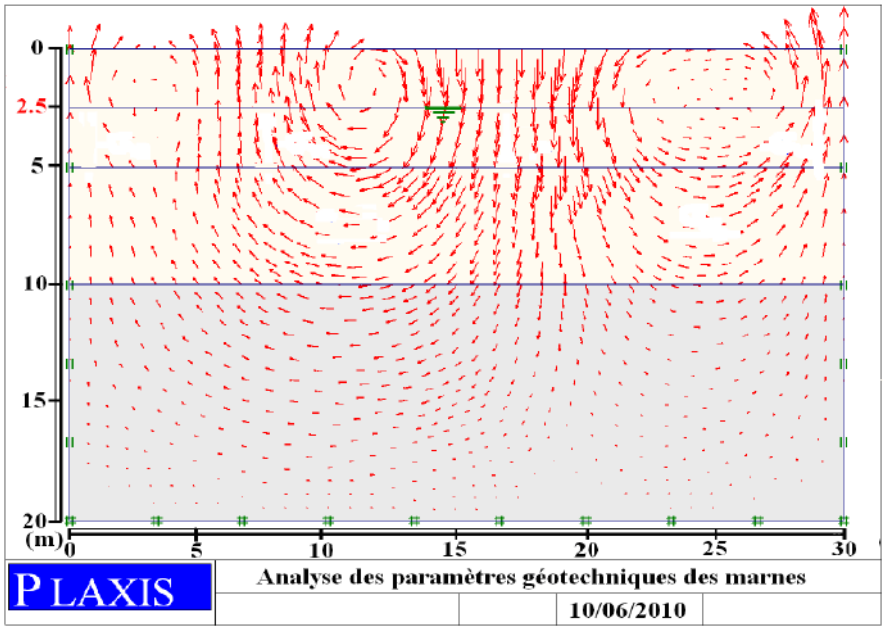


Fig.V.12 : Déplacement total engendré dans le modèle *(Gadouri. H et Khellas. M 2010).*

Analysant cette figure en voie un désordre dans les tailles et les directions des déplacements totaux ce désordre est en diminution en fonction de la profondeur, et que les grand déplacements sont situer dans l'unité (I) avec de grandes variabilités dans leurs directions, cette image n'est pas la même dans

les autres unités ce qui conduit à dire que cette diversité dans les déplacements et la différence des caractéristiques géotechniques entre les trois unités.

V-7-6- Déplacement vertical maximal :

La (Fig.V.7) représente la distribution de l'ensemble des déplacements verticaux avec une valeur maximale de $44.96.10^{-6}$m.

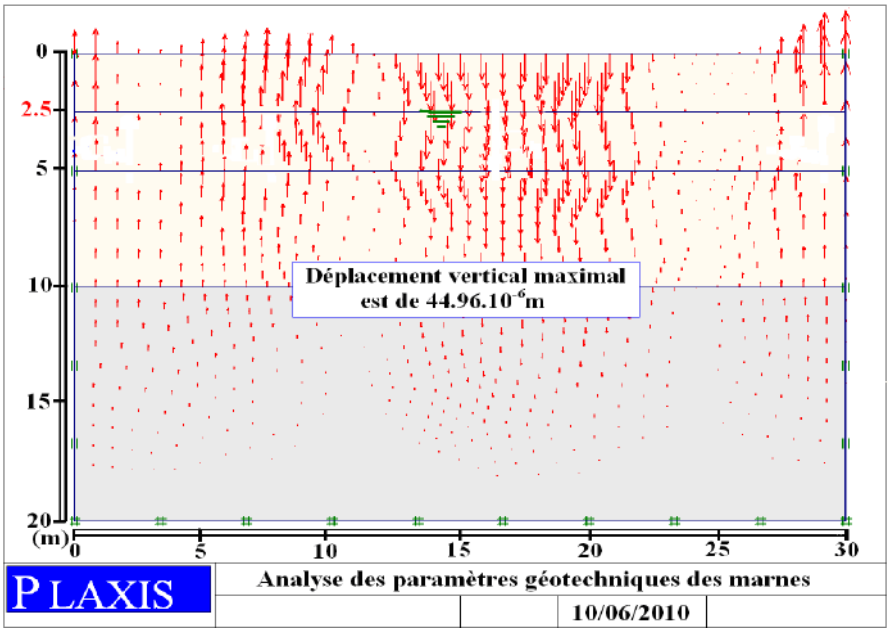


Fig.V.13 : Déplacement vertical maximal provoqué par la charge appliquée *(Gadouri. H et Khellas. M 2010).*

V-7-7- Evolution des déplacements verticaux en fonction de la profondeur :

a)- Déplacement vertical dans l'unité (I) :

Coupe (I.a) :

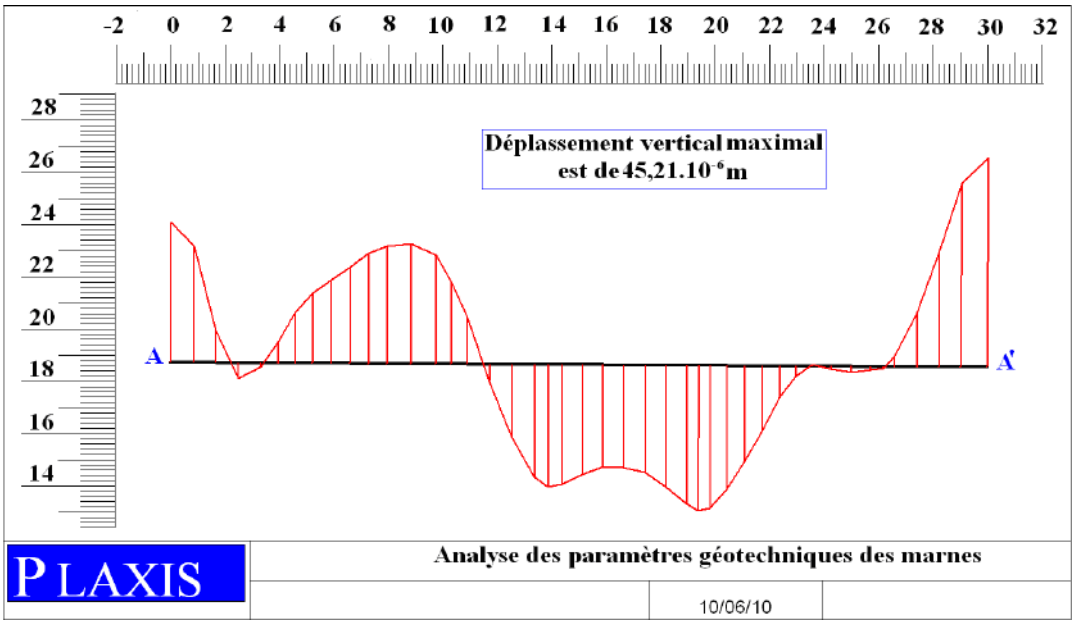


Fig.V.14 : Vue en coupe d'un déplacement vertical en unité (I.a) *(Gadouri. H et Khellas. M 2010).*

Coupe (I.b) :

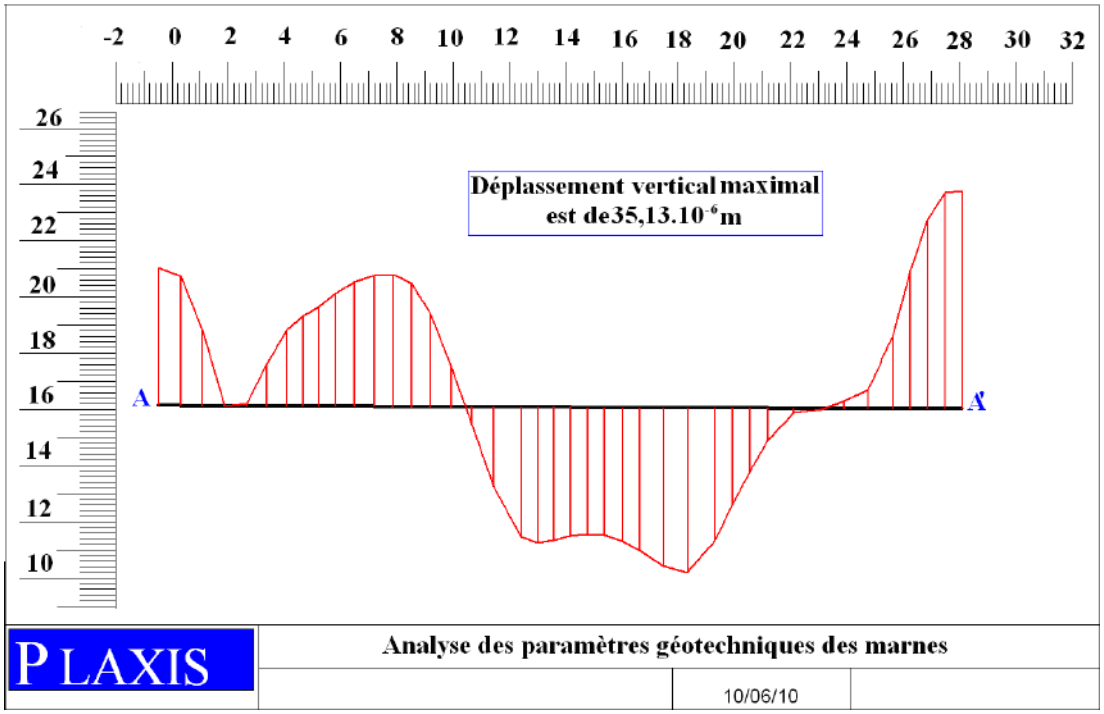


Fig.V.15 : Vue en coupe d'un déplacement vertical en unité (I.b) *(Gadouri. H et Khellas. M 2010).*

b)- Déplacement vertical dans l'unité (II):

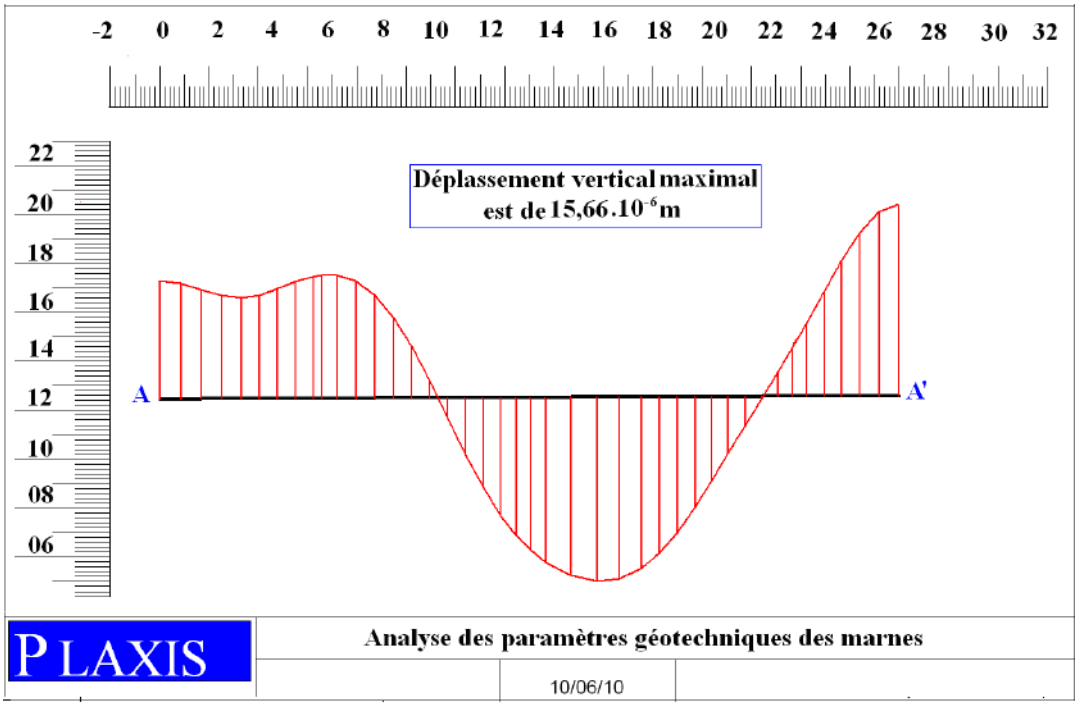


Fig.V.16 : Vue en coupe d'un déplacement vertical en unité (II) *(Gadouri. H et Khellas. M 2010).*

c)- Déplacement vertical dans l'unité (III) :

Coupe (III.a) :

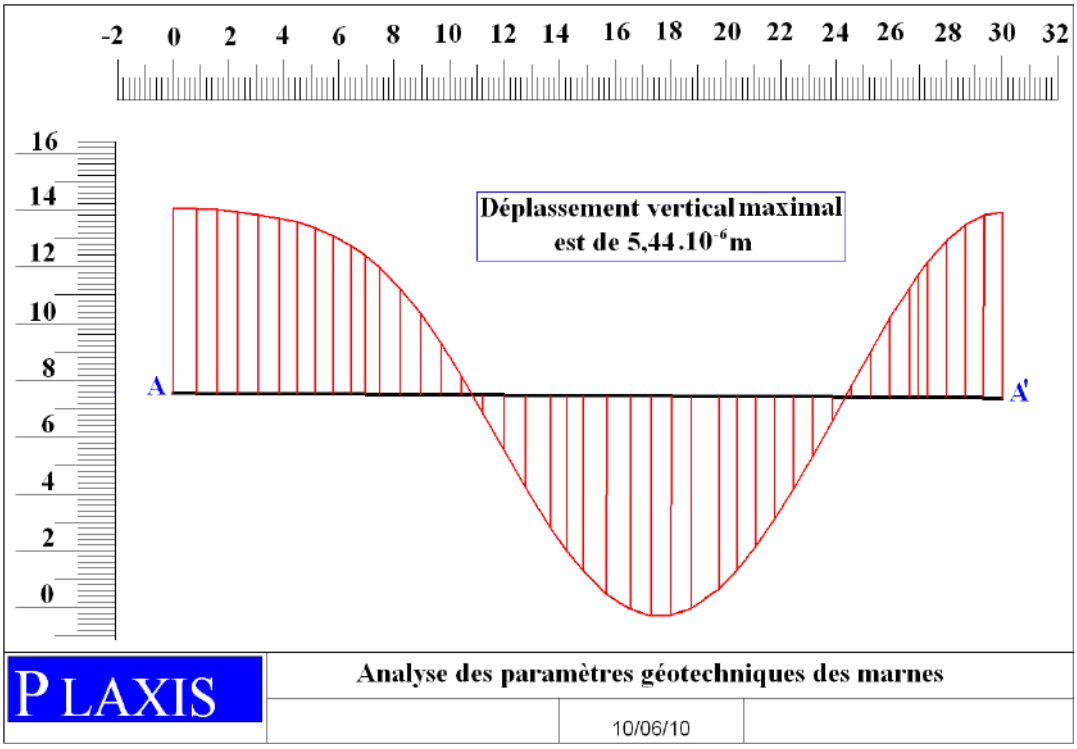


Fig.V.17 : Vue en coupe d'un déplacement vertical en unité (III.a) *(Gadouri. H et Khellas. M 2010).*

Coupe (III.b) :

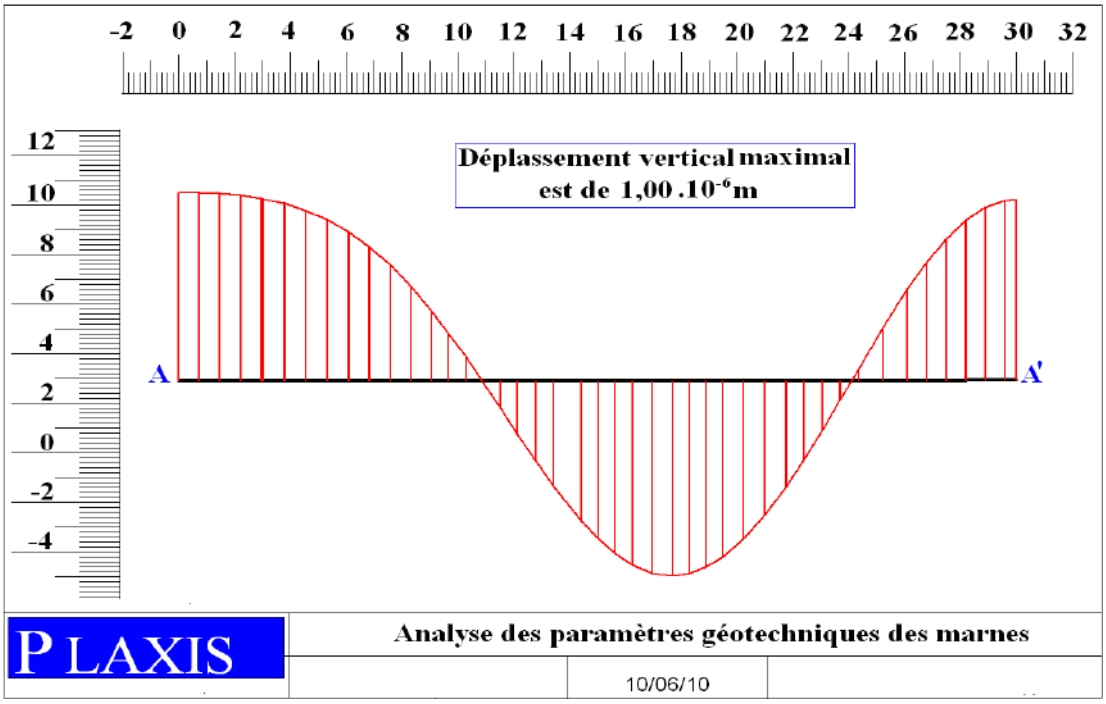


Fig.V.18 : Vue en coupe d'un déplacement vertical en unité (III.b) *(Gadouri. H et Khellas. M 2010).*

Tab.V.3 : Profondeur des coupes effectuées sur les couches du modèle *(Gadouri. H et Khellas. M 2010).*

Coupes	(I.a)	(I.b)	(II)	(III.a)	(III.b)
Position de la coupe	Entre 0 et 2,5m	Entre 2,5 et 5m	Entre 5 et 10m	Entre 10et 15m	Entre 15 et 20m
Déplacement Vertical	$45{,}22.10^{-6}$m	$35{,}13.10^{-6}$m	$15{,}66.10^{-6}$m	$5{,}44.10^{-6}$m	1.10^{-6}m

En analysant les déplacements verticaux, on constate que la déformation diminue en se dirigeant vers le bas. Cette diminution est en relation directe avec le changement des paramètres géotechniques (Cu, φu, Ip, W_L), on voie que dans les unités (I et II), (Fig.V.8, 9, 10) les trois coupes ont montré que ces deux couches possèdent de grandes valeurs de déformations par rapport à l'unité (III), ce qui explique la forte teneur en montmorillonite et illite responsable du gonflement.

Par contre, l'unité (III) a représenté des faibles déformations montré par les (Fig.V.11, 12), car dans son analyse a présenté une forte teneur on kaolinite donc, un faible potentiel de gonflement

La composition minéralogique n'est pas le seul facteur responsable de ce changement car l'analyse des paramètres géotechnique en fonction de la profondeur a montré qu'il y a une variation de valeurs, et que cette variété était claire entre les unités, ce qui a reflue sur le comportement de ses marnes.

V-7-8- Les points plastiques :

La (Fig.V.13) présente la distribution des points plastiques dans le modèle géométrique

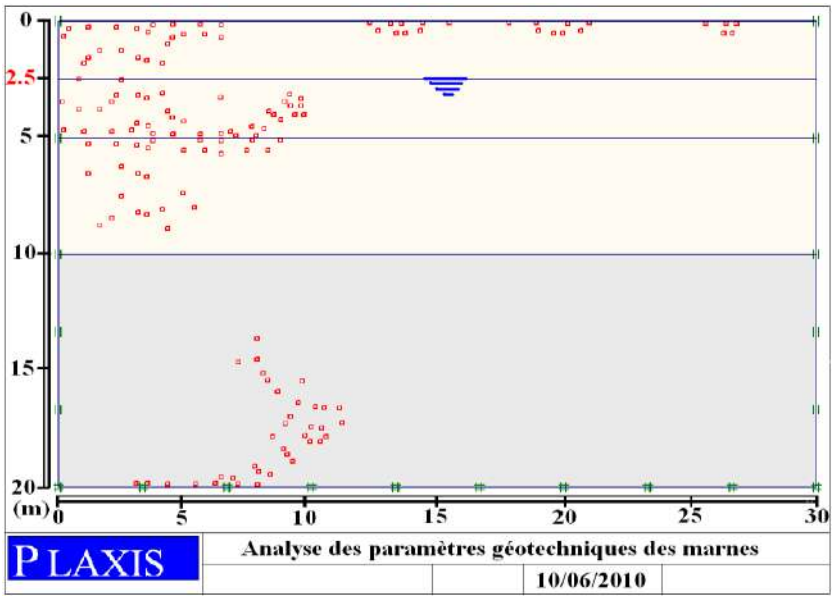


Fig.V.19 : L'étendue de la zone plastique donnée par le système *(Gadouri. H et Khellas. M 2010).*

On constate que la majorité des points plastiques se situent à des faibles profondeurs (0 à 5m) (marne altérée), ces points ont atteint le domaine plastique, par contre on observe une diminution de ces derniers en fonction de la profondeur.

V-7-9- Les zones de cisaillement :

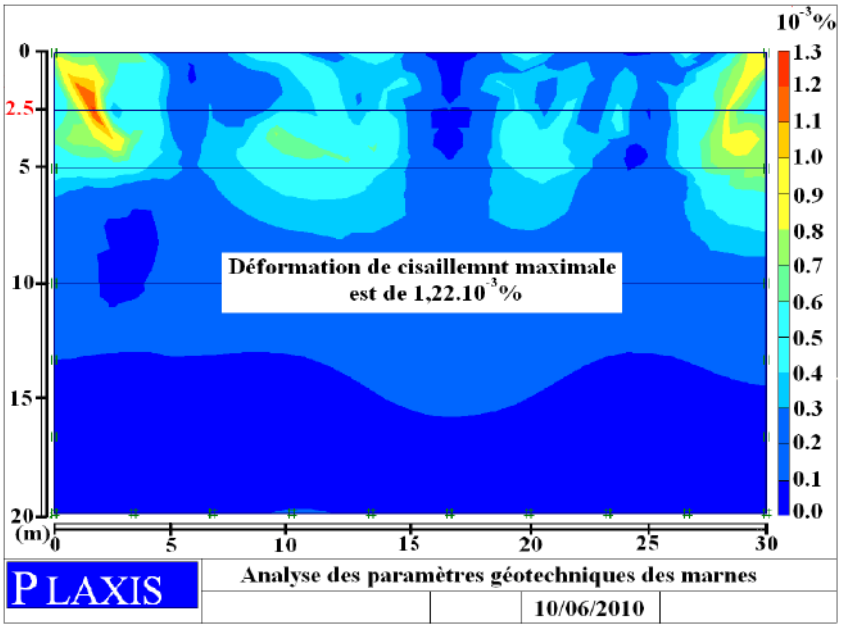


Fig.V.20 : Déformation de cisaillement maximale présentée par les trois unités *(Gadouri. H et Khellas. M 2010).*

La (Fig.V.14) indique que les grandes valeurs des déformations de cisaillements se localisent dans l'unité (I), et présente une valeur maximale de $1{,}22.10^{-3}$ %. Ce pourcentage diminue dans les deux unités (II et III), de ceci, on peut dire que le changement des caractéristiques géotechniques est en relation directe avec l'aptitude du sol au cisaillement, on peut dire que les pourcentages obtenus sont faibles.

Conclusion :

A partir de l'ensemble des facteurs notés précédemment, on constate que la nature lithologique et les caractéristiques géotechniques défavorables sont à l'origine (la cause) des instabilités dans la région d'étude. Bien que, l'application effectuée sur le Logiciel Plaxis (1er cas) où nous avons clairement constaté que les déplacements en surface sont très importants qu'en profondeur, ce qui confirme les analyses de la variation des paramètres géotechniques en fonction de la profondeur. Par conséquent, le déplacement en surface était très important qu'en profondeur. En effet, l'unité (II) présente des caractéristiques géotechniques assez bonnes que celles des deux unités (I et II). Donc, plus les caractéristiques de ces marnes sont mauvaises, plus les déplacements sont importants. En effet, l'analyse des résultats obtenus explique clairement le phénomène de la solifluxion observé dans la région d'étude qui s'est produit à la suite des mouvements très lents.

V-8- 2ème cas : analyse et vérification de la stabilité du système sol-bâtiment en charge dynamique pour deux cas de fondation (Radier et système radier-pieux) :

V-8-1- Justification du choix de la structure (07) à modéliser :

Le choix de la structure à modéliser (07) a été fait d'une part, en fonction de la synthèse des résultats obtenus à partir de l'analyse de différents paramètres géotechniques en fonction de la profondeur où nous avons subdivisé la couche de marne qui est extrêmement épaisse, en trois sous-couches à savoir : (une marne fortement altérée qui varie de 0 à 5m, une marne intermédiaire faiblement altérée où elle est comprise, plus souvent, entre 5 et 8m et en fin, une marne saine se trouvant au-delà de 8m de profondeur). Ces résultats sont confirmés par les sondages carottés effectués dans la zone d'étude à l'exception des sondages (01, 02 et 06) réalisés dans le site de Daly-Brahim où nous avons aussi constaté que la couche de la marne intermédiaire puisse aller jusqu'à une profondeur de 11 et à plus de 20m. En effet, tous les sondages pénétrométriques ont montré des pénétrogrammes qui s'accordent avec les conclusions dégagées dans le (chapitre IV). Et d'autre part, nous avons observé que le sondage N°05 est le plus représentatif parmi tous les autres sondages du point de vue lithologique et aussi bien le respect des épaisseurs des sous-couches déclarées précédemment. Compte tenu de tout cela, on assiste à faire le choix du Bloc ou le bâtiment (07) qui s'est implanté auprès du **sondage N°05** (voire le plan de masse préliminaire représenté sans échelle dans **l'annexe D**). Cette justification sert à construire un modèle qui doit, par la suite, mieux représenter, vérifier et bien choisir le système de fondation pour l'ouvrage projeté.

V-8-2- Représentation et nature de la structure (07) à modéliser :

La structure (ou le Bloc N°07) est un Bâtiment de 6 étages (R+5) avec un sous-sol (R-1), elle possède une charge de **2645.67 tonnes** distribuée sur une section de **30*20 m^2** Le bureau d'étude chargé des différents calculs de la superstructure (bâtiment) ont opté pour un radier général, alors que, les ingénieurs du LHCC, dans leurs recommandations, ont proposé des fondations profondes sous un radier général afin que l'ouvrage soit en toute sécurité et du fait que l'ouvrage projeté sera implanté dans un site de forte sismicité. Donc, dans ce chapitre, on va essayer d'étudier numériquement (à l'aide du logiciel Plaxis 8.2) plusieurs cas en vue de déclarer le type de fondation convenable pour ce bâtiment.

Onde de surface :

V-8-3- Analyse et vérification de la stabilité du système sol-bâtiment en charge dynamique (onde de surface) pour le cas d'un Radier général:

V-8-3-1-Sous-programme (input) :

- **Construction du modèle :**

Dans l'analyse numérique nous avons choisi un modèle représentatif (compatibilité terrain/structure) où les dimensions du bâtiment ont été représentées préalablement. Bien que, le terrain sélectionné possède une longueur de L=120m et une largeur prise par défaut b=0 (cas d'analyse 2D), lequel il est subdivisé en trois sous couches (Voire Fig V.1):

a- Une sous couche de marne altérée (0 à 5m) ;

b- Une sous couche de marne intermédiaire (5 à 9m) ;

c- Une dernière qui commence à partir de 9m représentée par une marne saine.

Ce modèle choisi sera gardé et utilisé dans les autres cas qui restent pour effectuer une synthèse comparative entre eux.

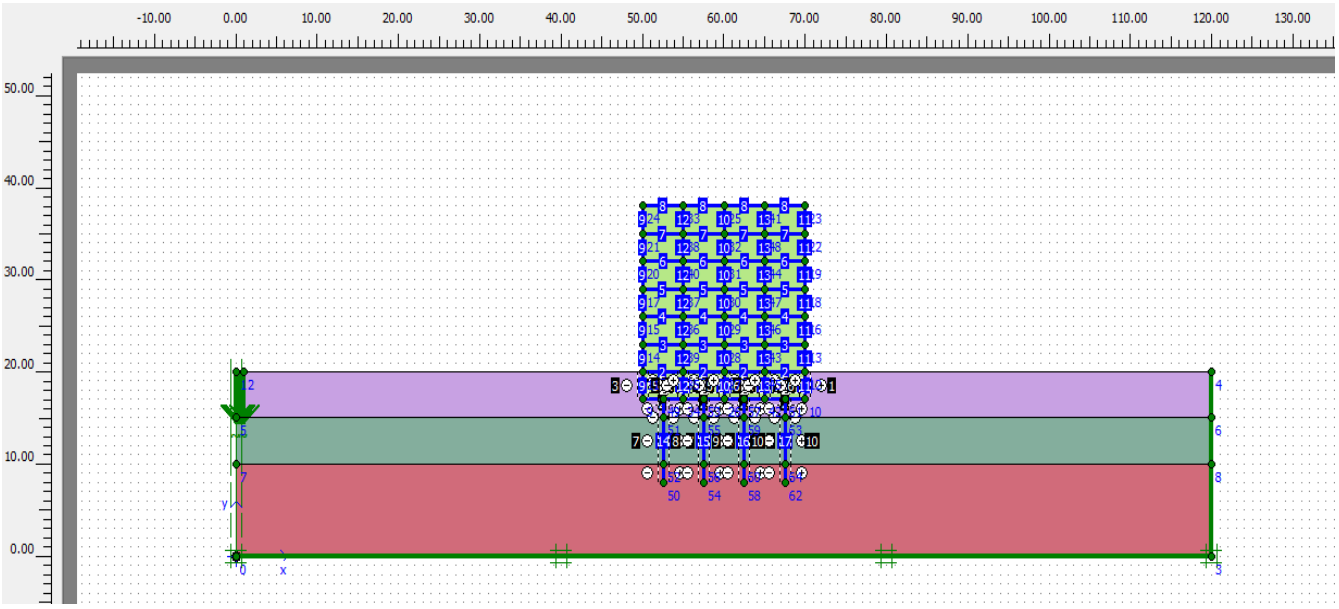


Fig. V.21 : limite géométrique du modèle choisi.

- **Conditions hydraulique :**

La nappe a été détectée à 2.5m de profondeur par rapport à la surface du sol, dans cette étude nous se retrouvons devant l'utilisation seulement d'une profondeur fixe de celle-ci (sans jouer sur l'effet de la nappe phréatique). (Voire Fig.V.22).

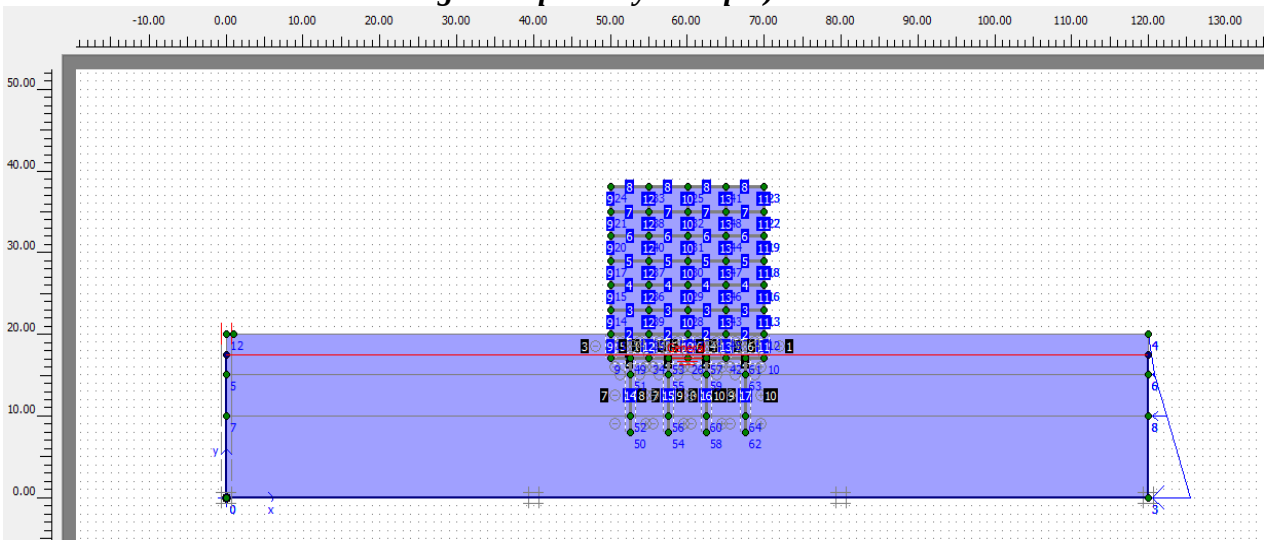


Fig. V.22 : activation de la nappe phréatique :

Sur le code Plaxis 8.2 il suffit de cliquer sur l'icône « generate pressure » et nous aurons tout de suite la (figV.23).

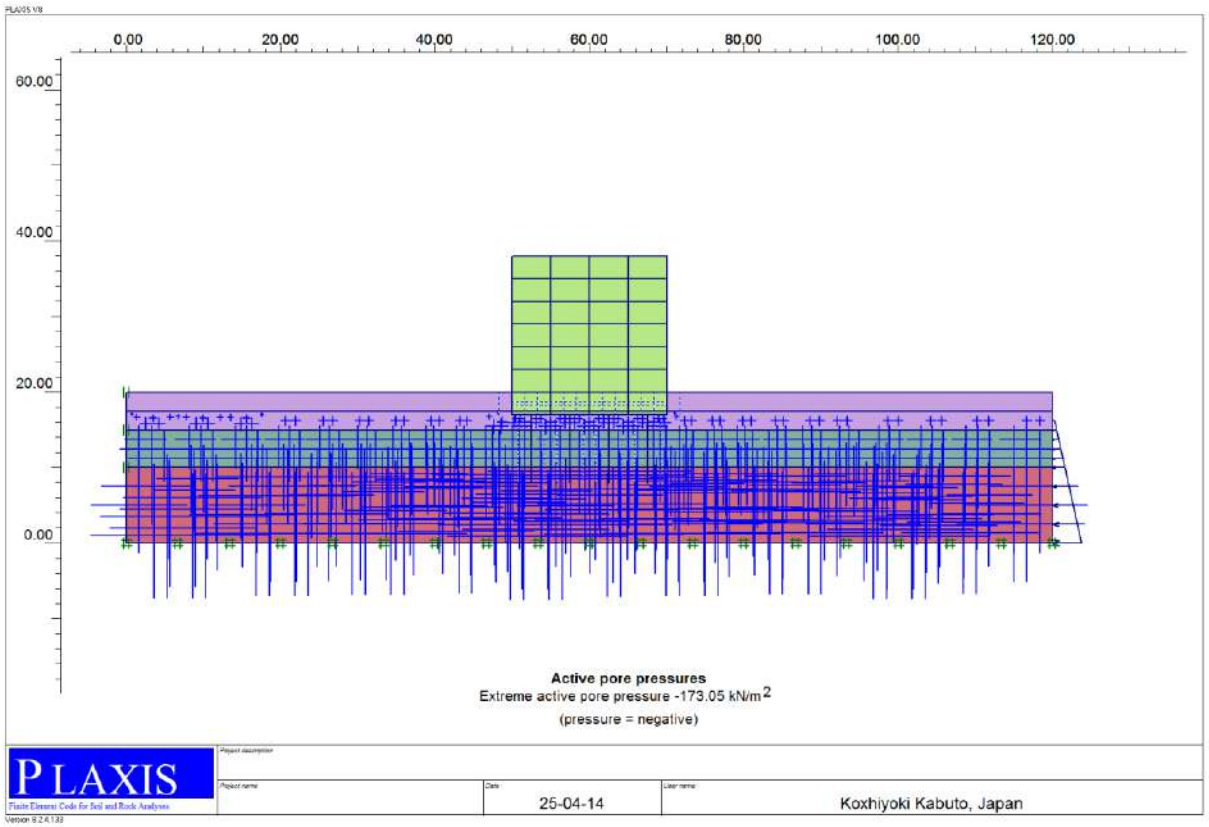


Fig. V.23 : Génération de la pression interstitielle.

- **Génération des contraintes effectives :**

Sur le code Plaxis 8.2 il suffit également de cliquer sur l'icône « effective strain» et nous obtenons tout de suite la (figV.24).

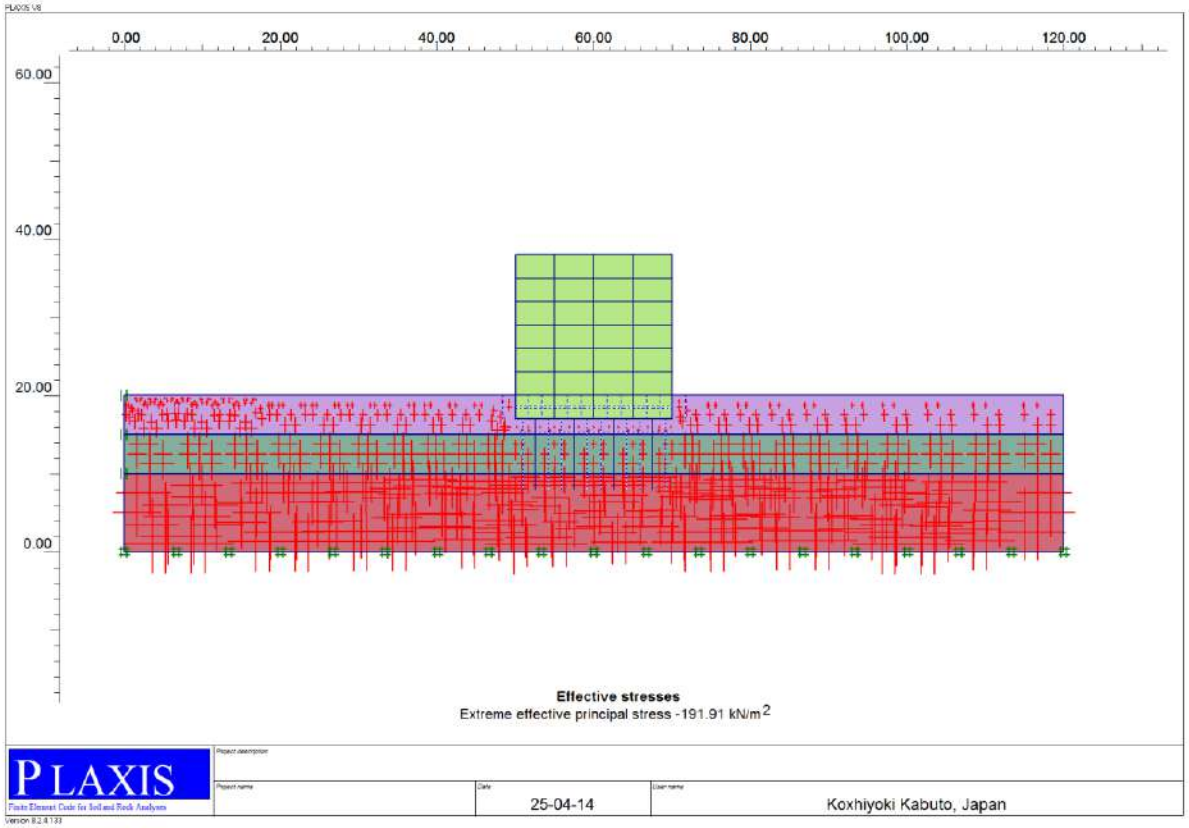


Fig. V.24 : Génération des contraintes effectives.

- **Choix du type d'élément, du modèle et génération du maillage :**

Le maillage généré est représenté par la fig.V.25 où leurs caractéristiques sont mentionnées sur la figV.26.

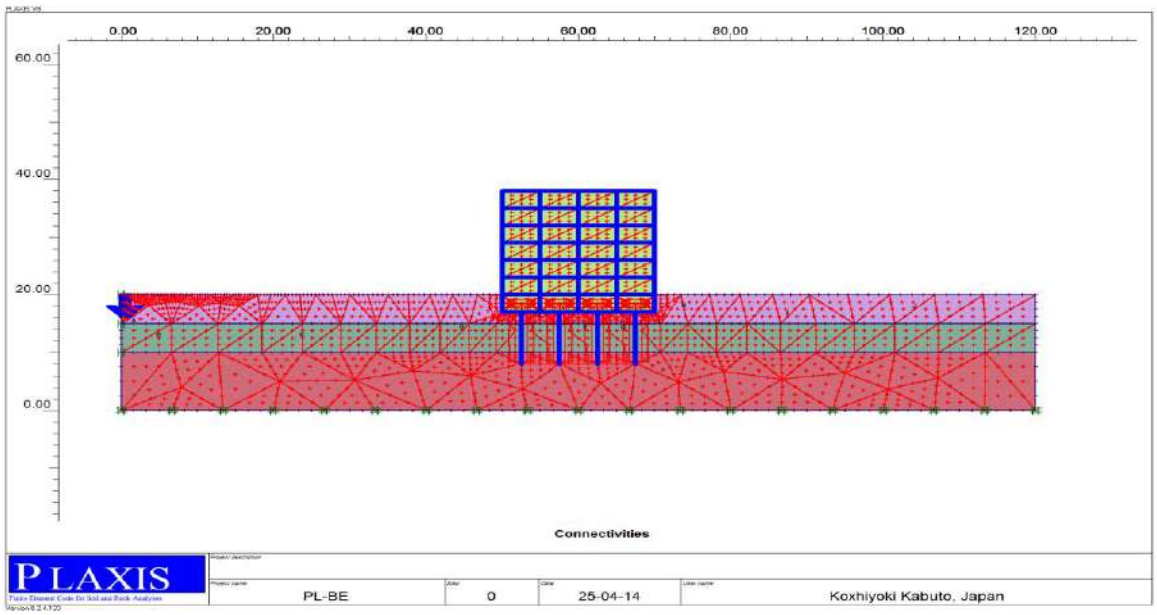


Fig.V.25 : génération du maillage.

- **General information :**

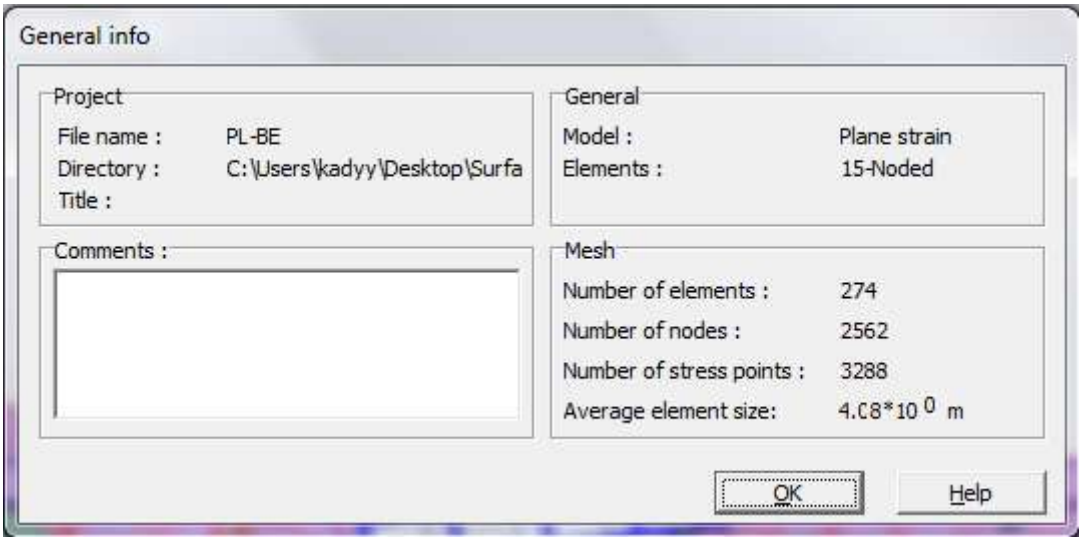


Fig.V.26 : caractéristiques du modèle adopté.

- **Coefficient de la raideur :**

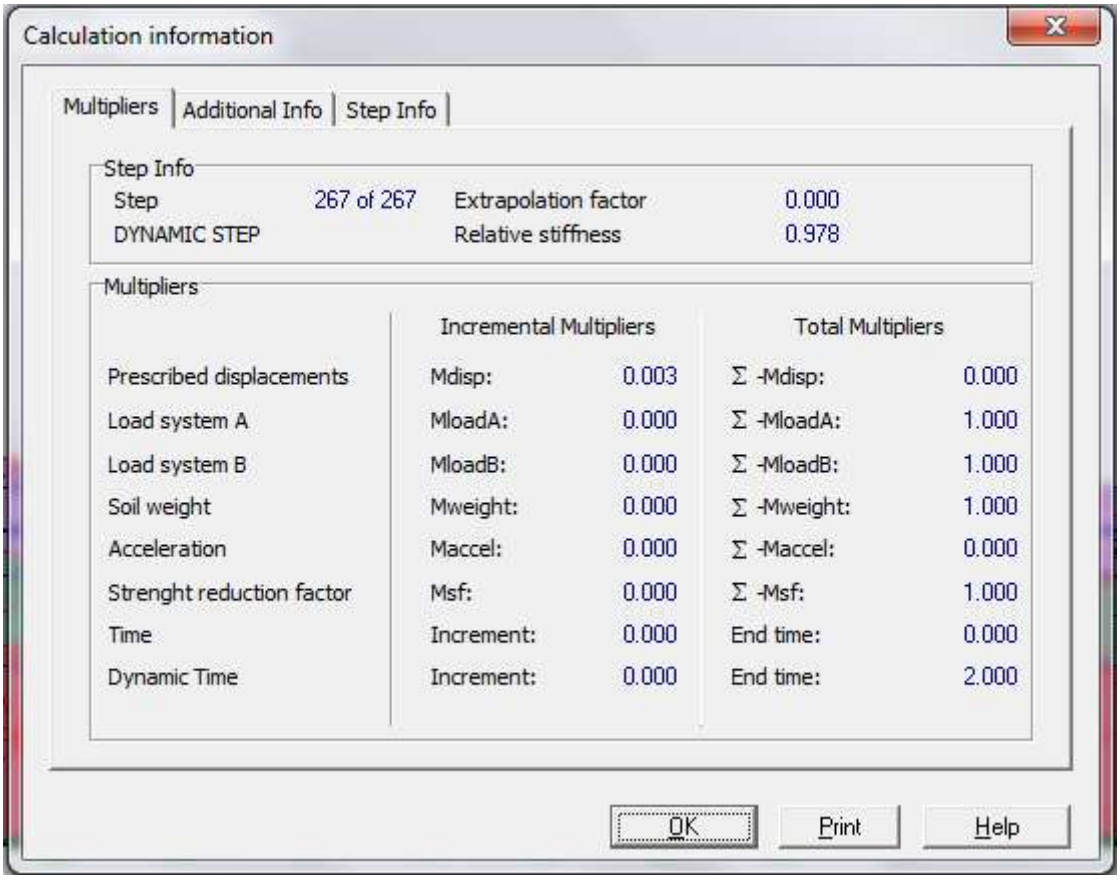


Fig.V.27 : Coefficient de la raideur du sol.

V-8-3-2- Sous-programme calculate (input) :

➢ Création des phases de calculs :

Nous allons créer deux phases dans cette application (fig.V.28):

a- Une phase plastique ;

b- Une phase de calcul dynamique.

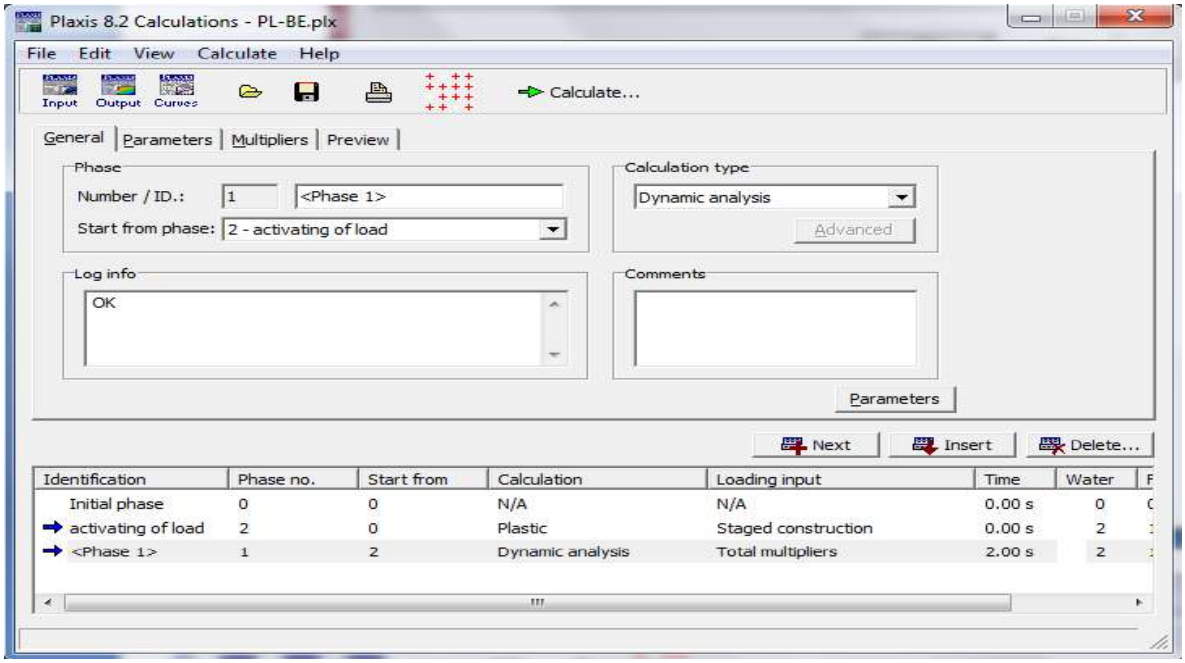


Fig.V.28 : Différentes phases de calcul.

a) Définition de la phase 1 (fig.V.29) :

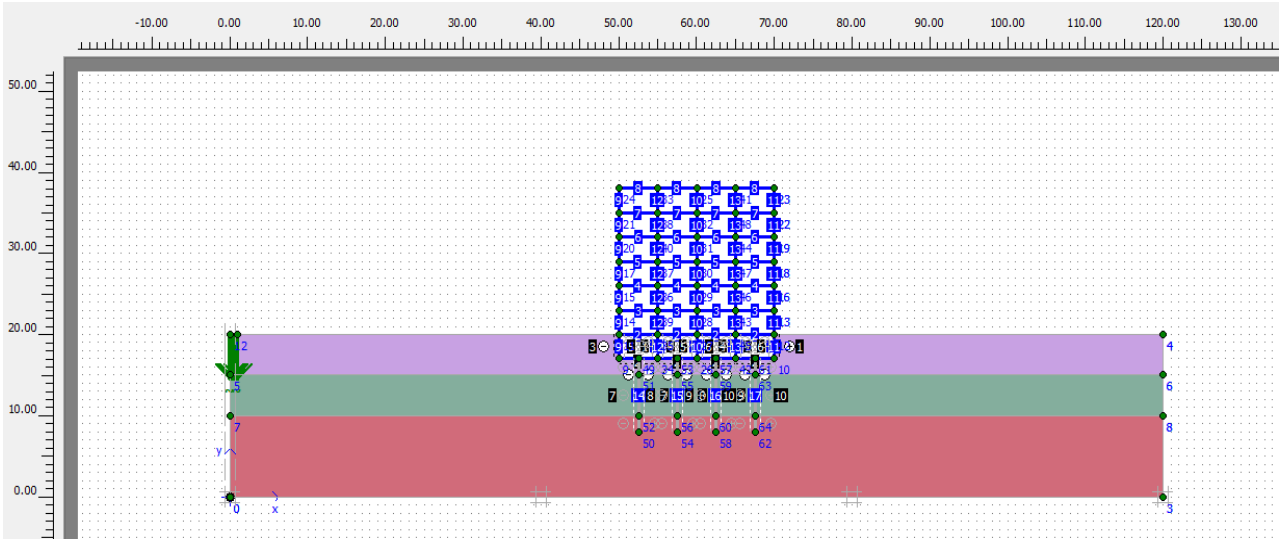


Fig.V.29 : Définition de la phase 1.

b) Définition de la phase 2 (Fig.V.30) : (analyse dynamique)

Cette phase peut être définie tout en suivant les étapes suivantes :

1- Cliquer sur « paramètres » puis « diffine » dans la (fig.V.28) et vous aurez la fenêtre définie par la et on doit aussi insérer le temps du séisme fig.V.30.

2- Cliquer sur « harmonic load multiplier » et introduire les caractéristiques de l'onde sismique (fréquence, ……..etc.). fig.V.31, où on peut aussi les confirmer et d'avoir une aperçue de l'onde sismique choisie fig.V.32.

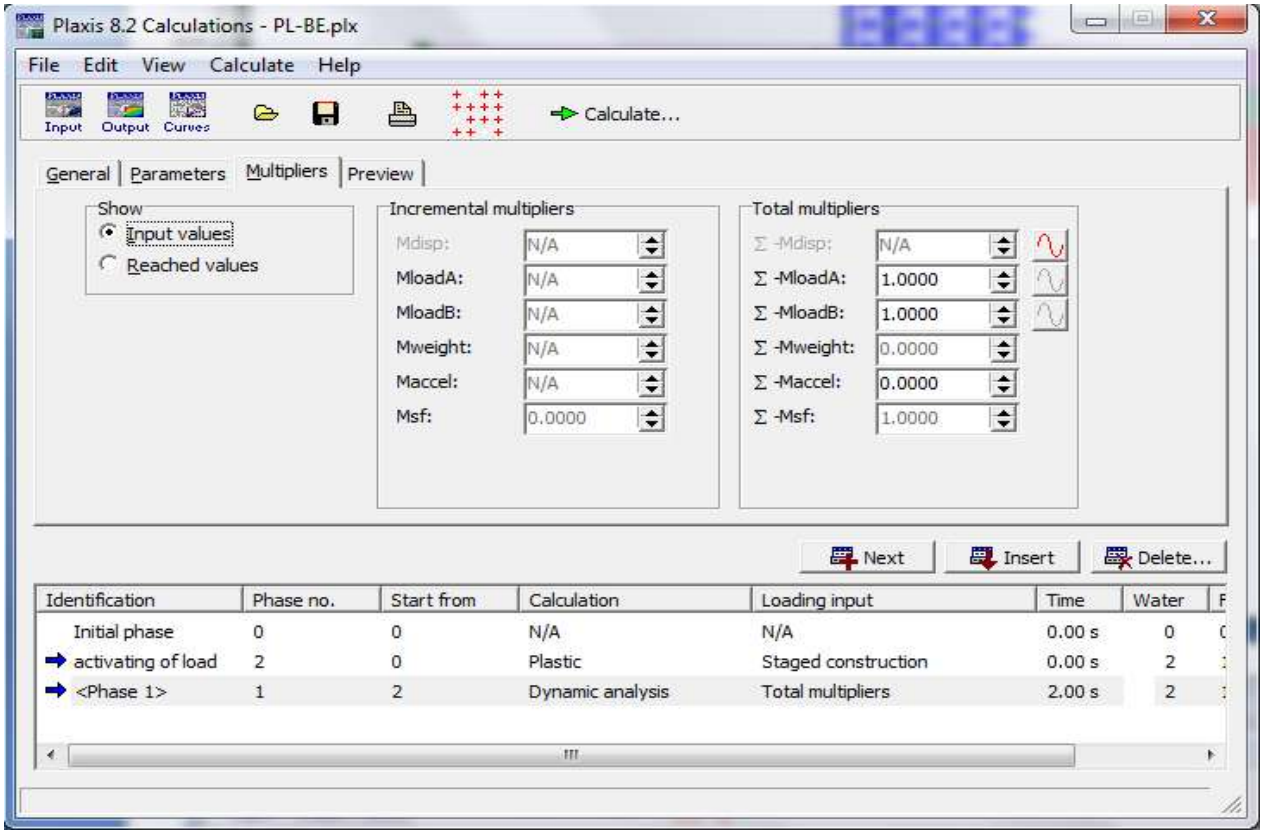


Fig.V.30 : Définition de la phase 2.

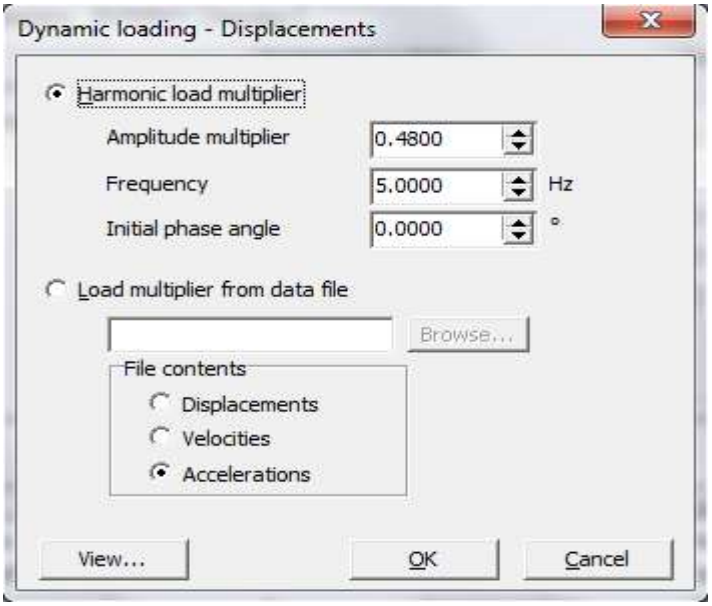


Fig.V.31: Importation de la charge dynamique.

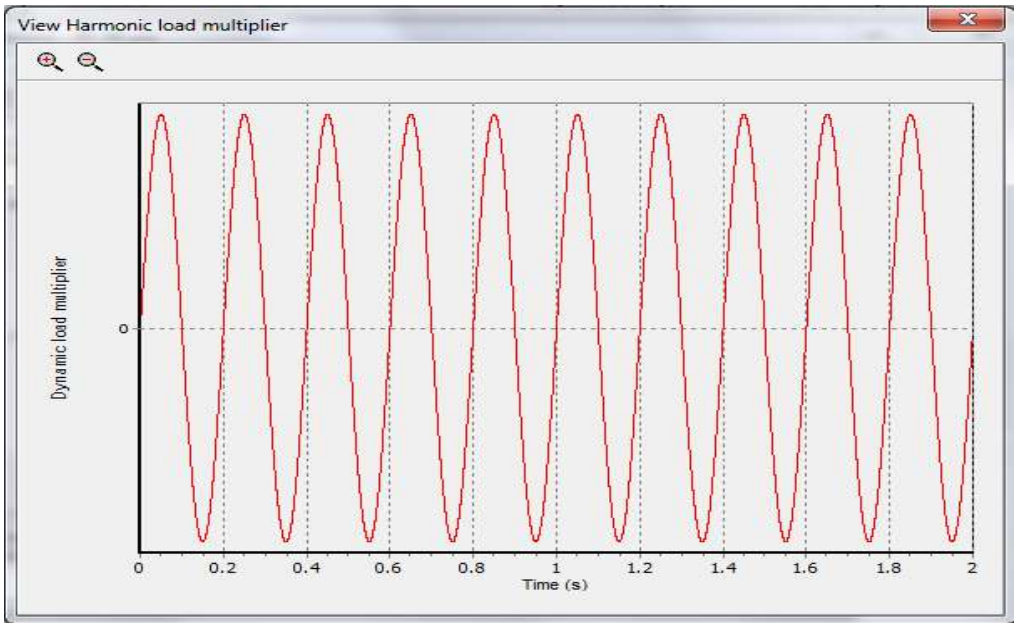


Fig.V.32 : Caractéristiques de l'onde sismique de surface.

- **Progression du calcul :**

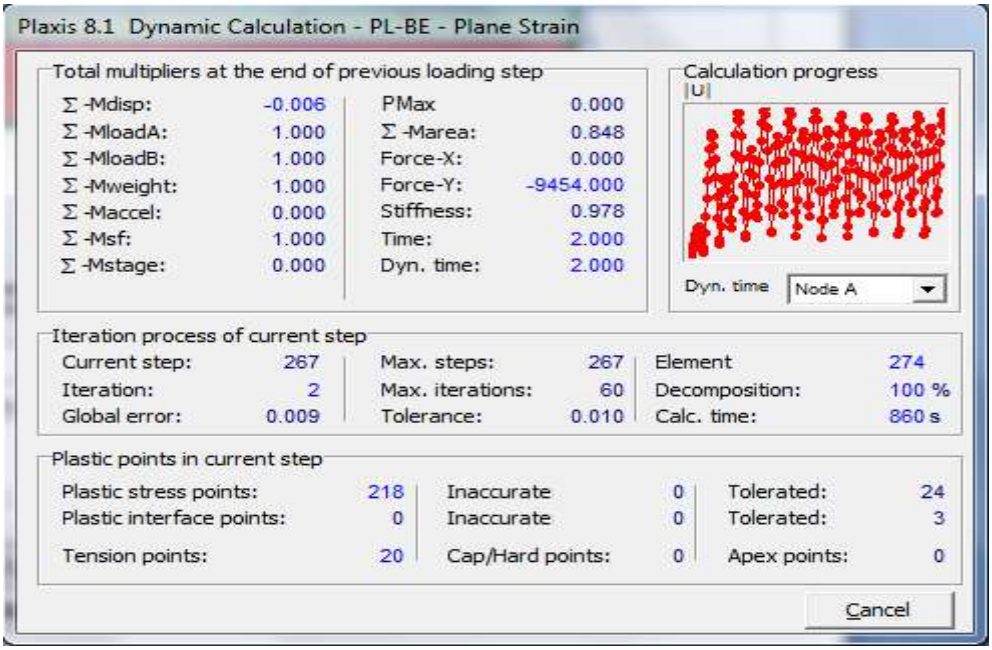


Fig.V.34 : progression de calcule.

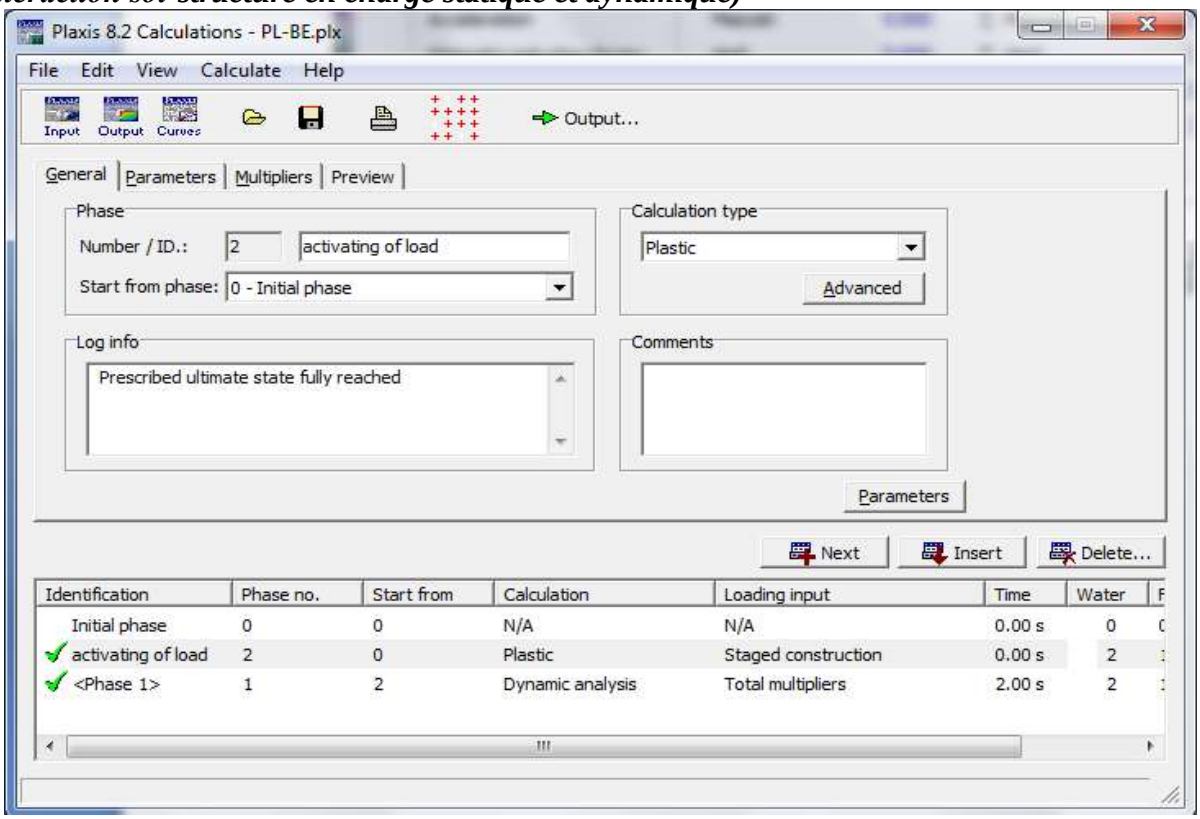


Fig.V.35 : résultats montrant la réussite des deux phases de calculs qui s'affichent en couleur verte.

V-8-3-1- Sous-programme « Output »:

- **Déformation du maillage après l'application de la charge dynamique (onde de surface) :**

Le bâtiment s'est déplacé fortement avec le déplacement du sol (tassement différentiel) et semble entièrement instable à cause de son enfoncement non uniforme dans le sol, alors on ne peut pas envisager ce type de fondation).

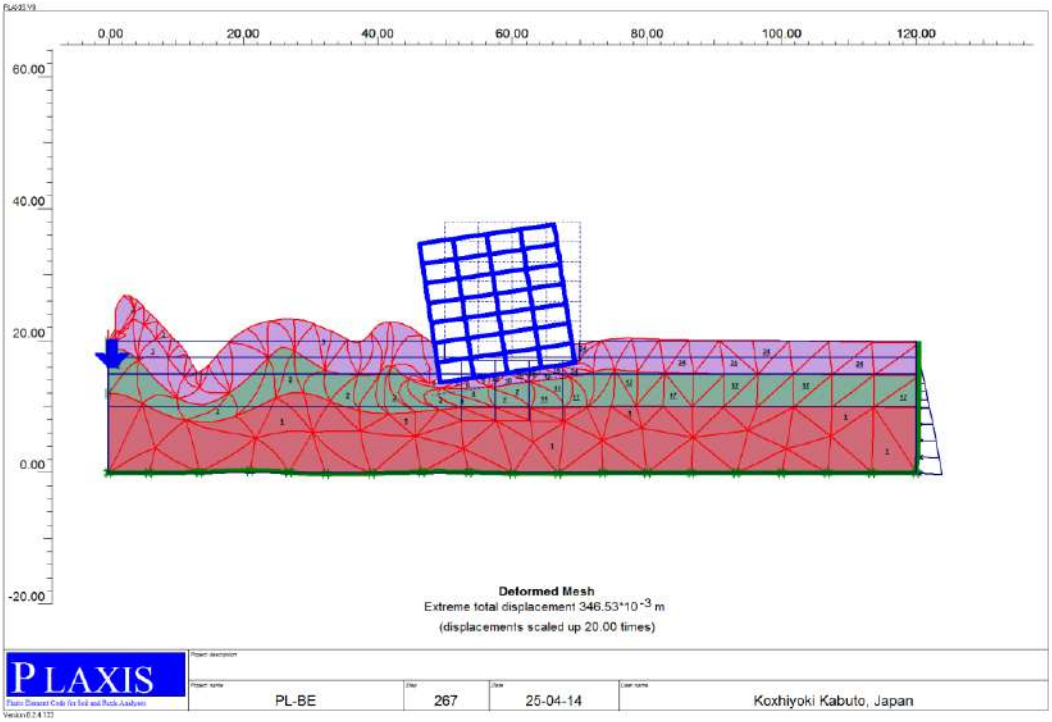


Fig.V.36 : Déformation du modèle.

- ✓ **Aperçu montrant le déplaçement de l'ouvrage :**

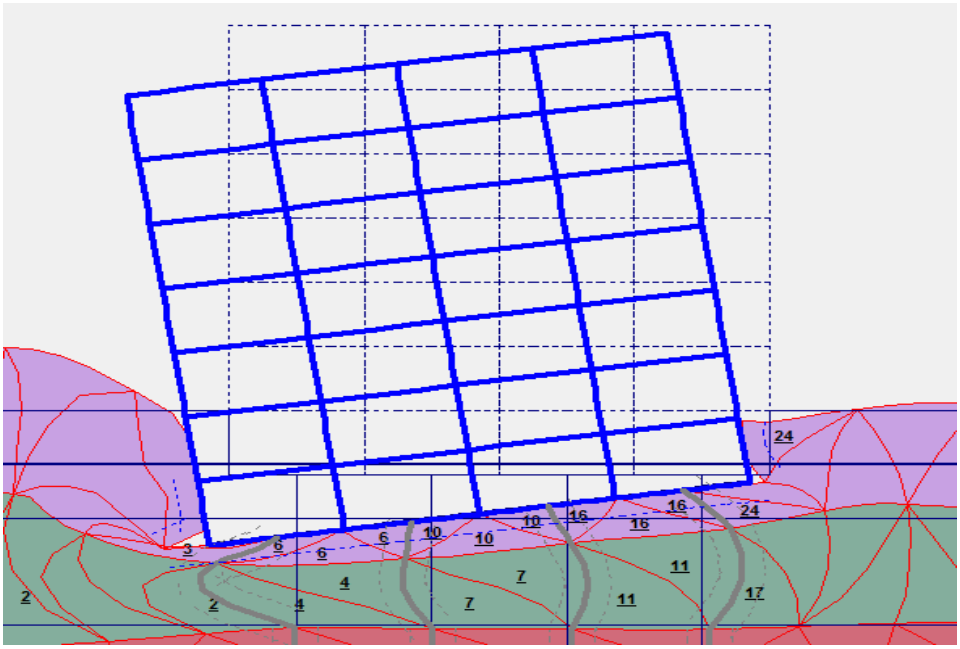


Fig.V.37 : Aperçu montrant le déplaçement de l'ouvrage.

- ➢ **Degré de saturation et les points plastiques:**
  - **degré de saturation :**

l'eau de la nappe s'est dissépée fortement de la partie gauche du batiment ce qui lié probablement à la charge dynamique appliquée durant 2 secondes.

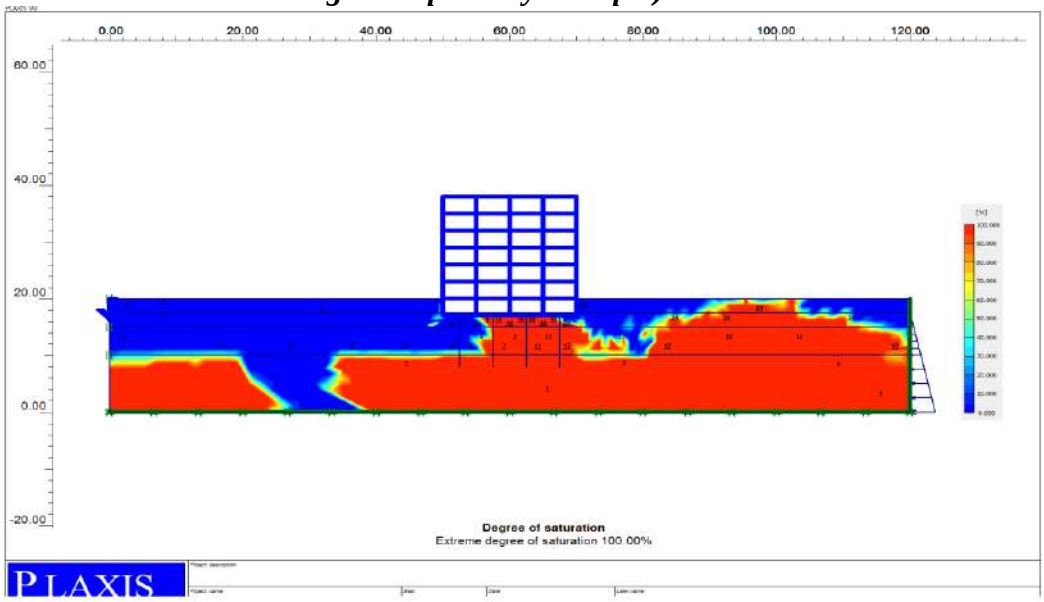


Fig.V.38 : degré de saturation.

- **La distribution des points plastiques :**

On constate que les points plastiques se concentrent dans la zone dont l'eau est absente, ceci peut s'expliquer par l'échelle de la propagation des ondes sismiques où celles-ci se propagent différemment dans un milieu solide plus qu'un milieu liquide et c'est pour cette raison, le sol se plastifier fortement dans un milieu non saturé comme dans ce cas présent (fig.V.39)

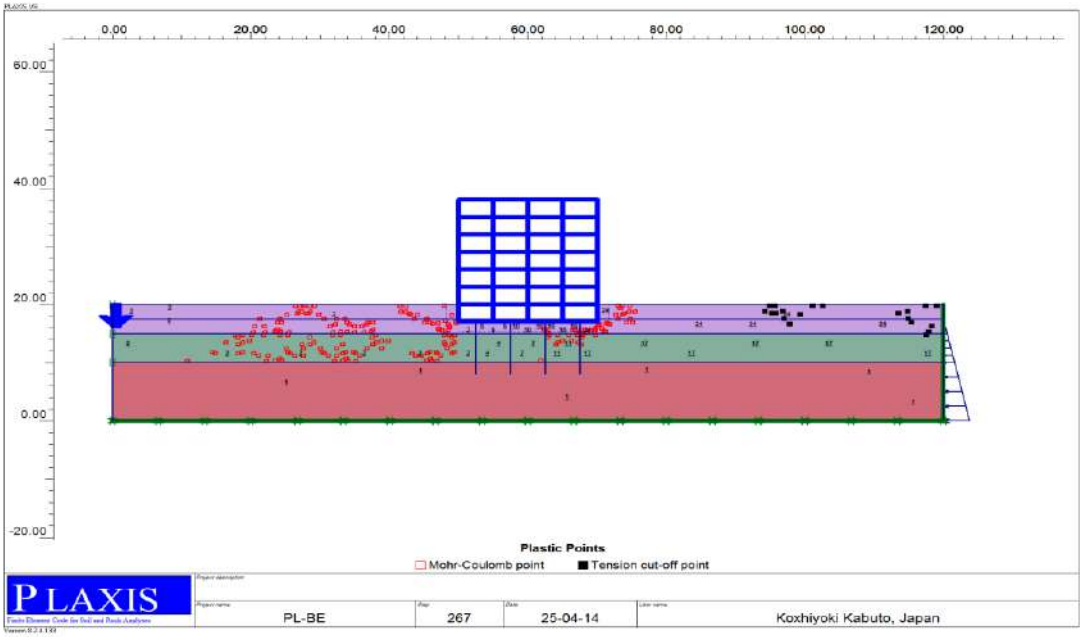


Fig.V.39 : L'étendue de la zone plastique donnée par le système.

- **Déplacements engendrés :**
  - **Déplacements totaux (DT):**

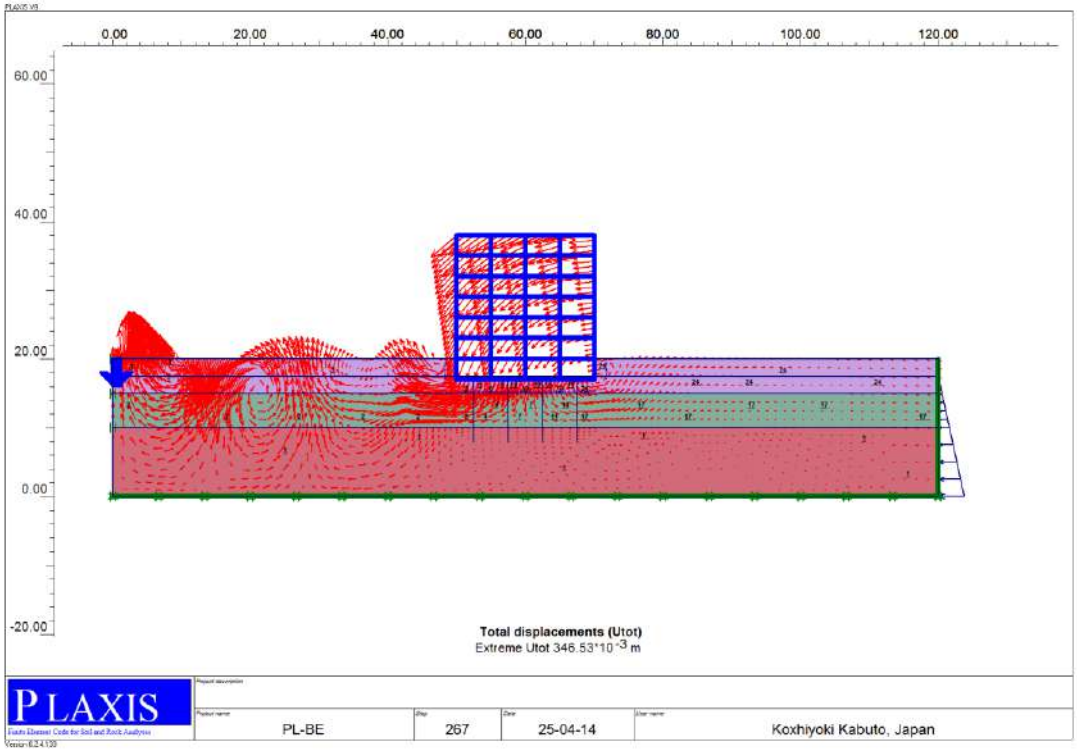


Fig.V.40 : Déplacement total engendré dans le modèle.

- **Déplacement verticaux (DV):**

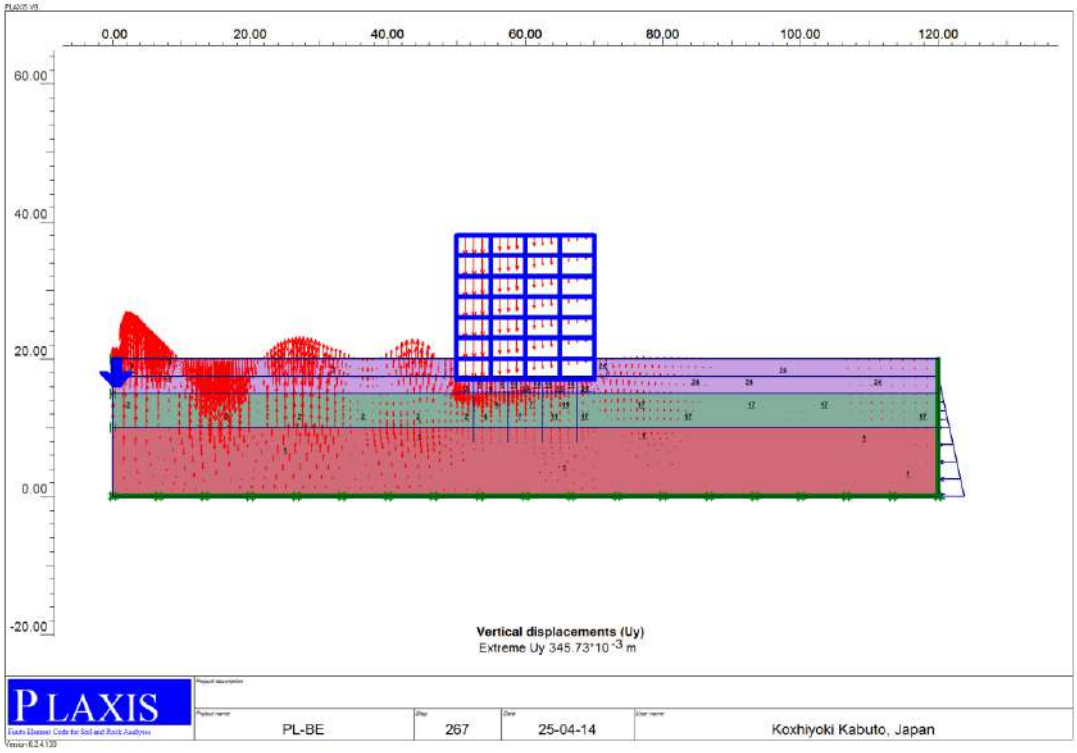


Fig.V.41 : Déplacement verticale engendré dans le modèle.

- **Déplacement horizontaux (DH):**

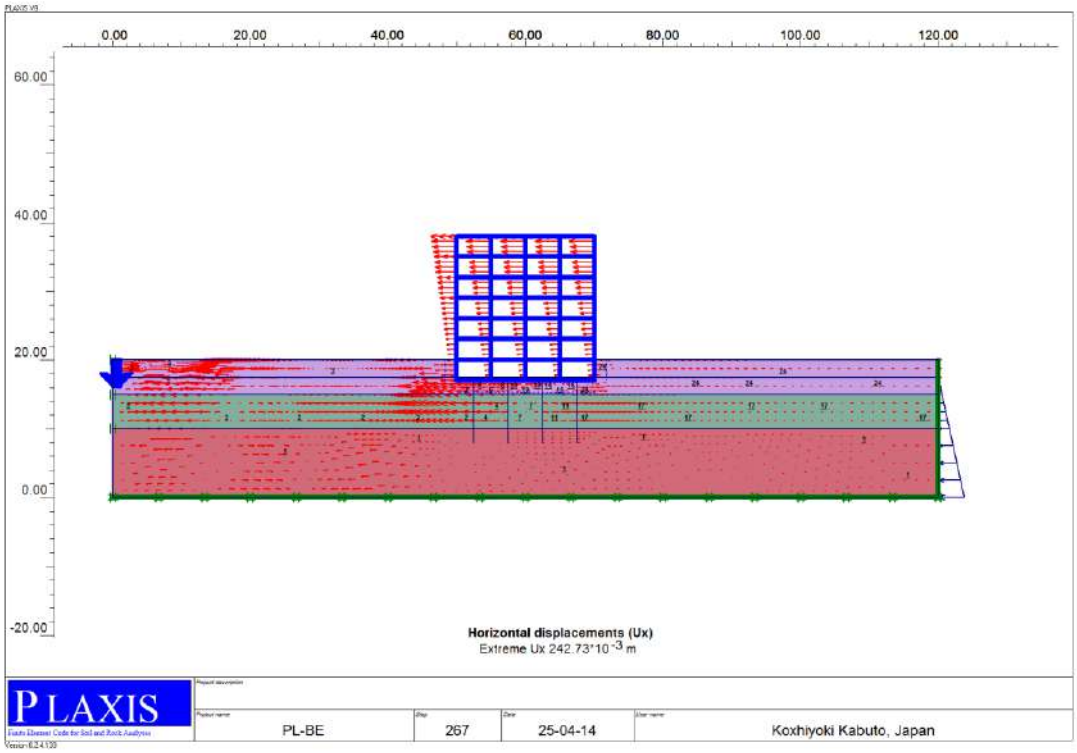


Fig.V.42 : Déplacement horizontale engendré dans le modèle

Tableau .V.4 : résumant les différents types de déplacements engendrés :

DT (cm)	DV (cm)	DH (cm)
34.653	34.573	24.273

- **Evolution des déplacements :**

a) - Coupe (I.a) Entre 0 et 2.5m :

a-1- déplacement total :

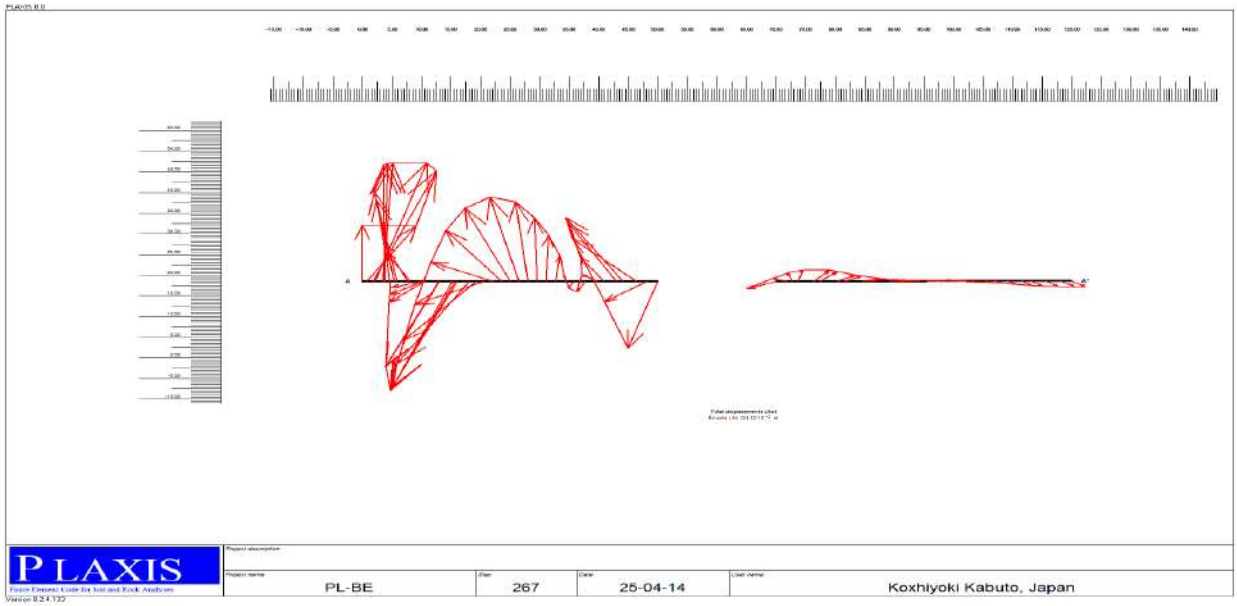


Fig.V.43 : Vue en coupe d'un déplacement total en unité (I.a).

a-2-déplacement vertical :

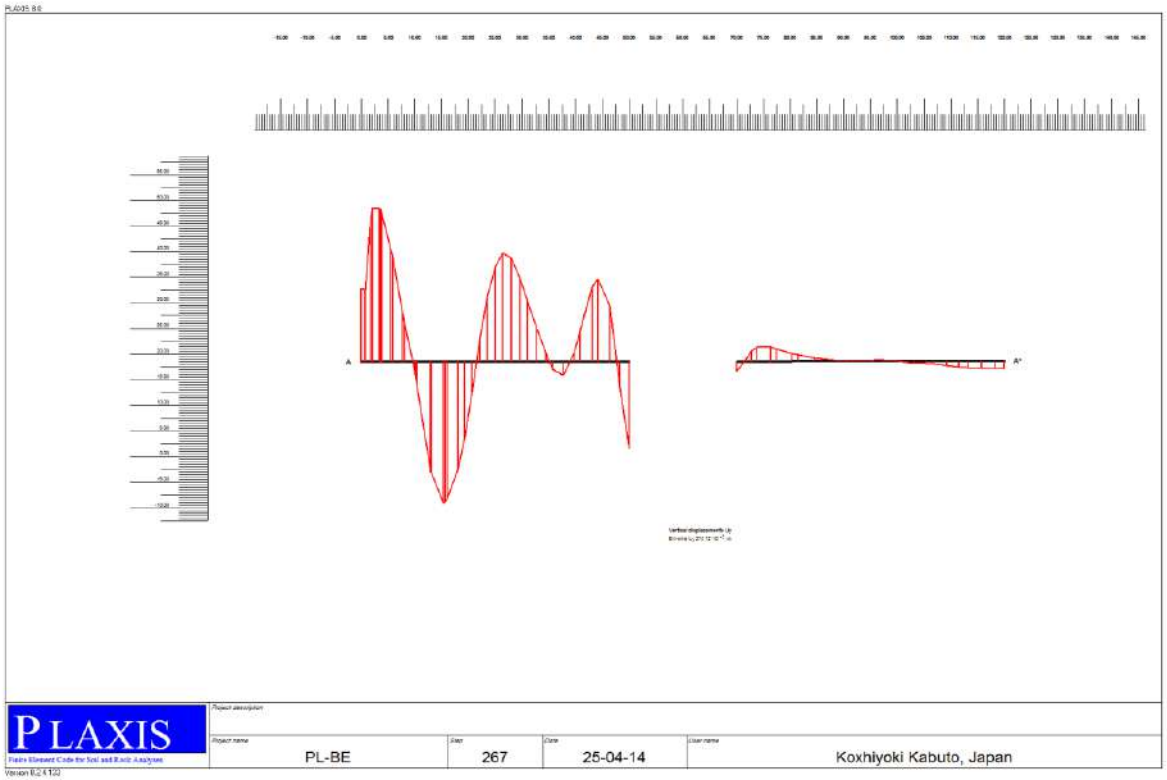


Fig.V.44 : Vue en coupe d'un déplacement vertical en unité (I.a).

a-3- déplacement horizontal :

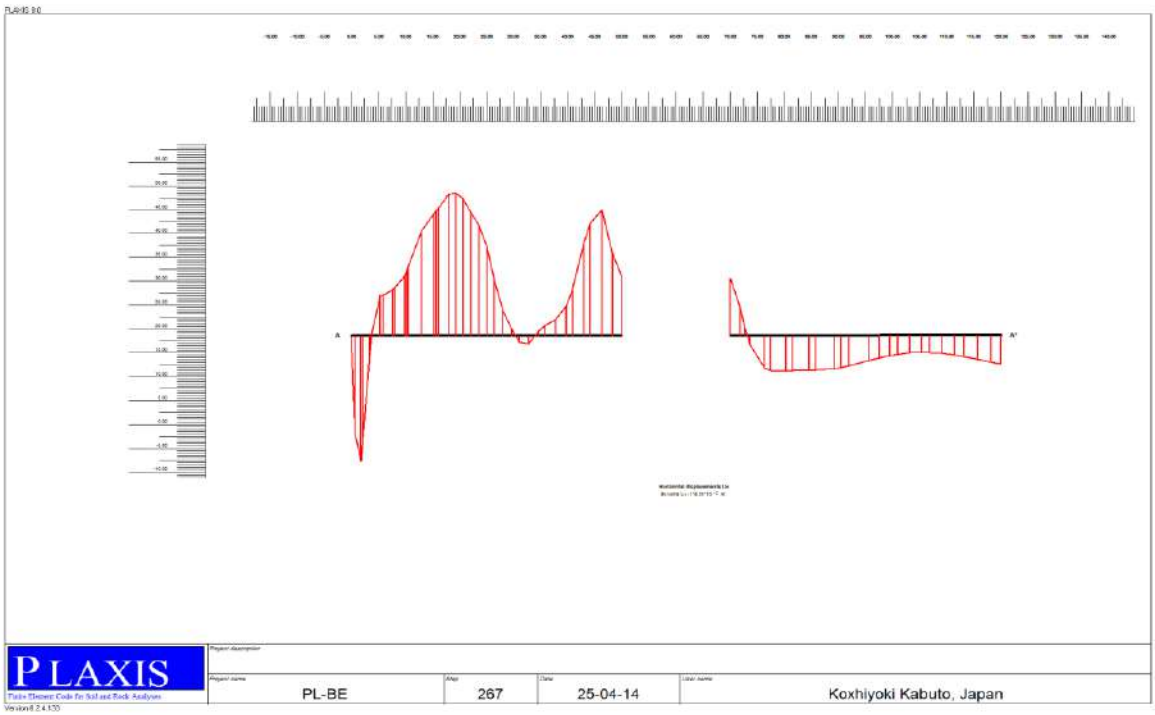


Fig.V.45 : Vue en coupe d'un déplacement horizontal en unité (I.a).

b) Coupe (I.b) entre 2.5 et 5m :

b-1- déplacement total :

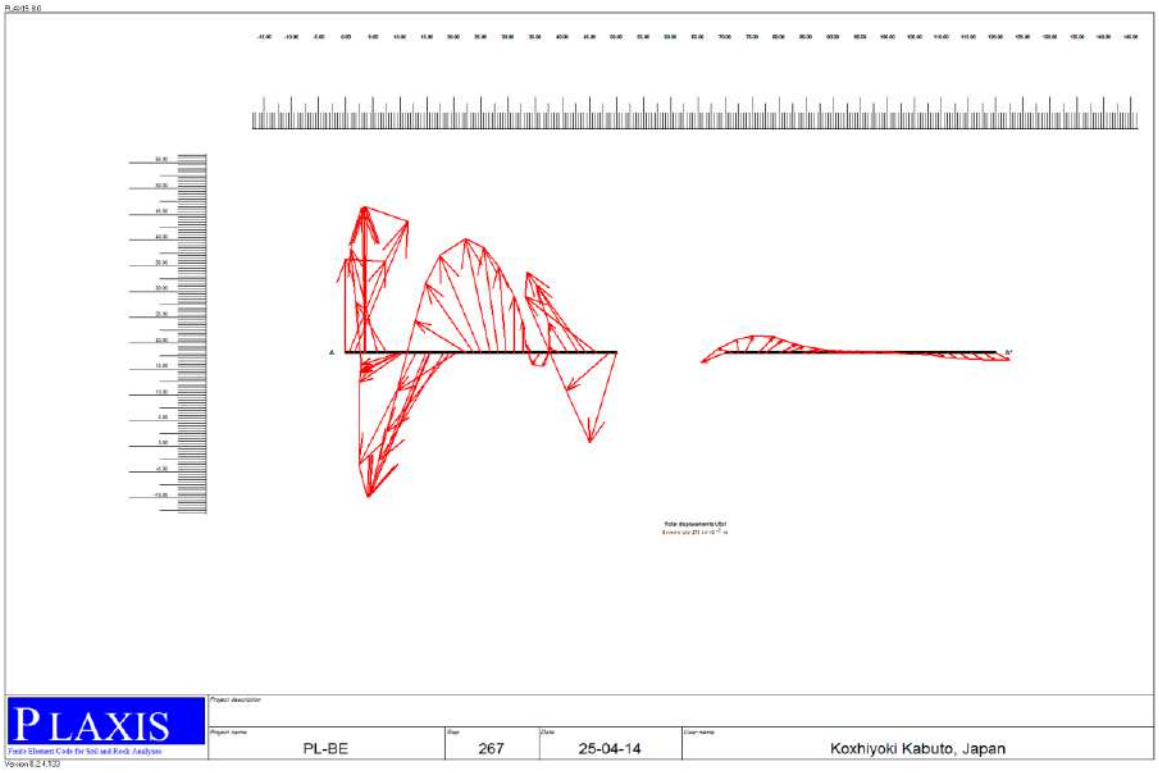


Fig.V.46 : Vue en coupe d'un déplacement total en unité (I.b).

b-2- déplacement vertical :

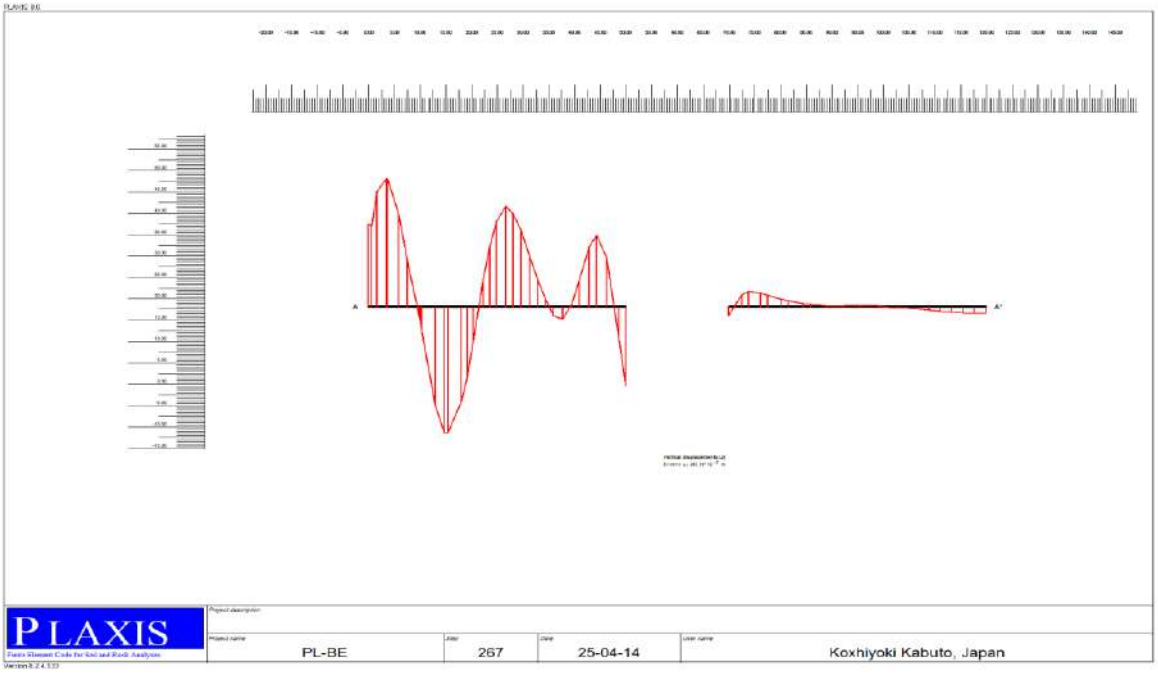


Fig.V.47 : Vue en coupe d'un déplacement vertical en unité (I.b).

b-3- déplacement horizontal :

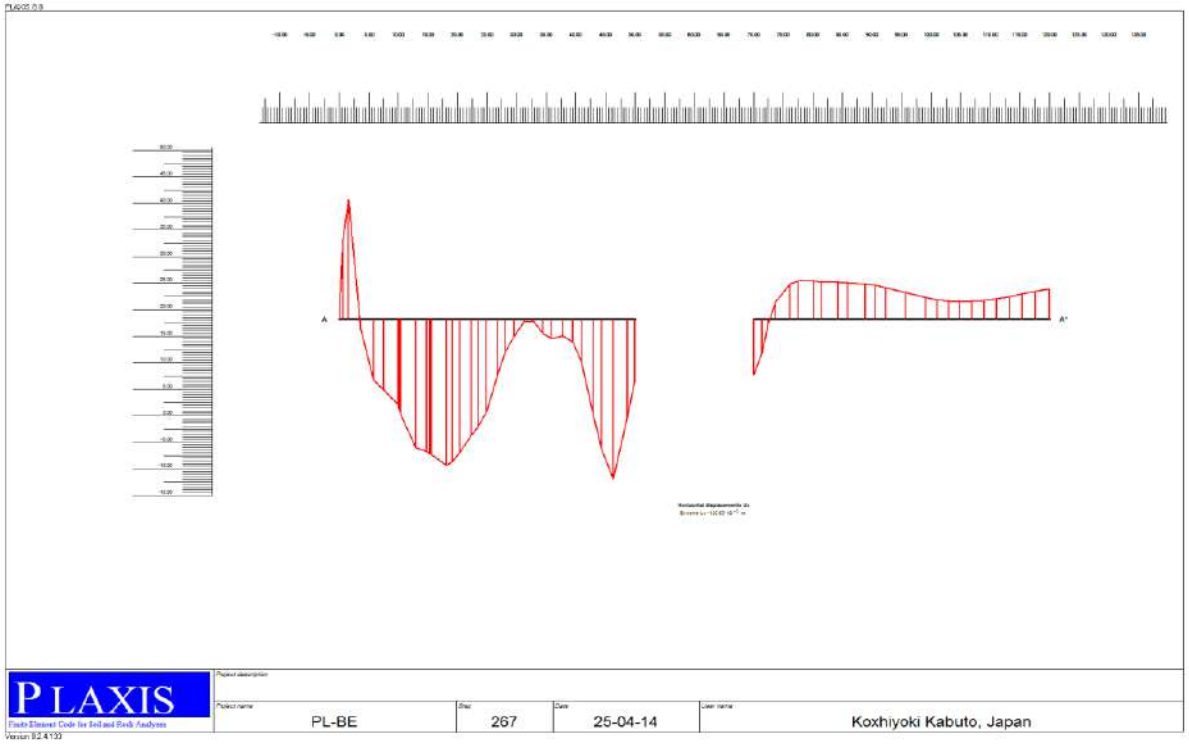


Fig.V.48 : Vue en coupe d'un déplacement horizontal en unité (I.b).

c- Coupe (II) entre 5 et 10m :

c-1- déplacement total :

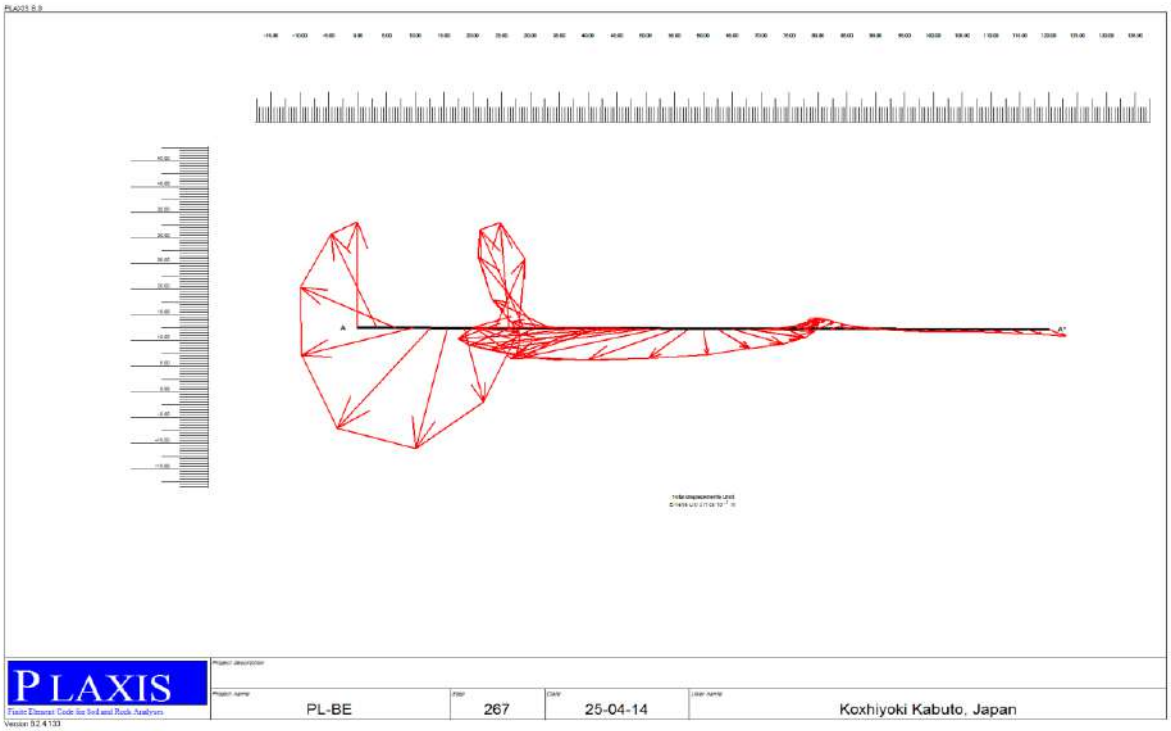


Fig.V.49 : Vue en coupe d'un déplacement total en unité (II).

c-2- déplacement vertical :

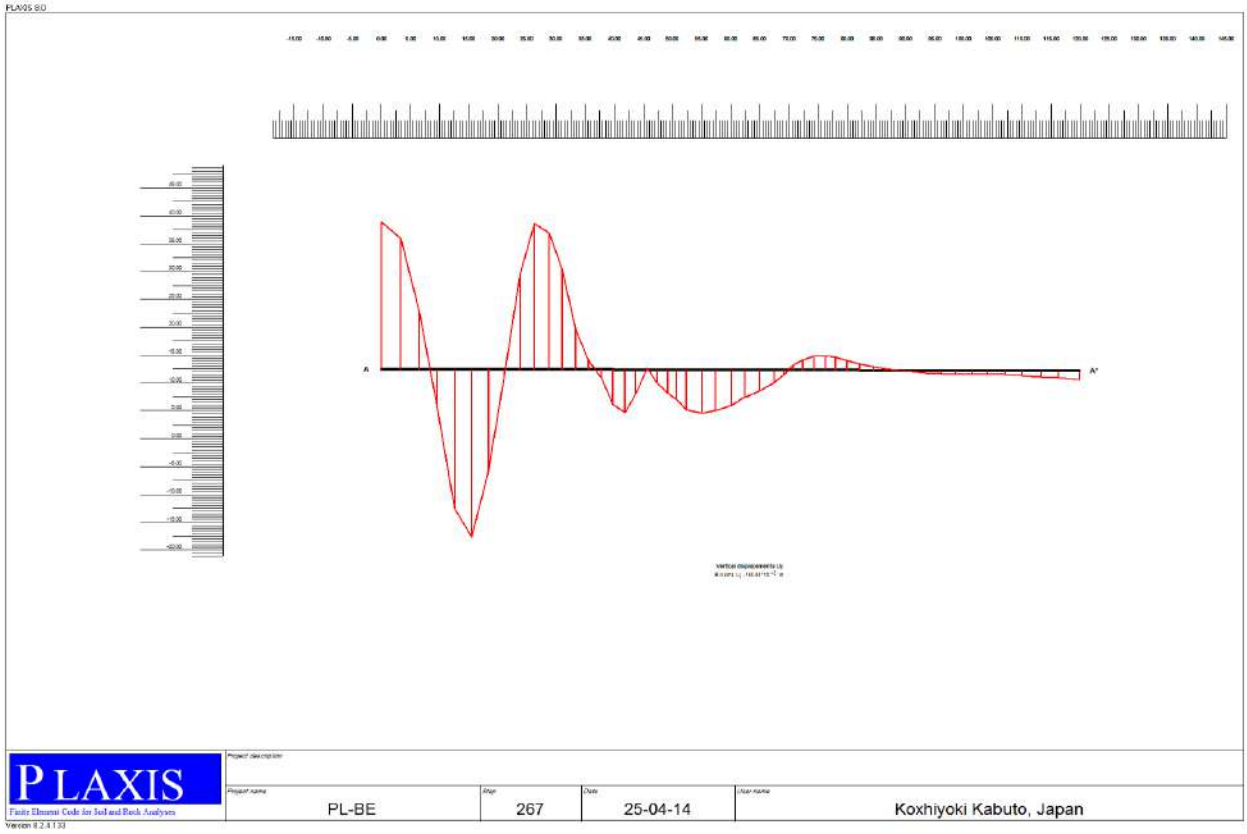


Fig.V.50 : Vue en coupe d'un déplacement vertical en unité (II).

c-3- déplacement horizontal :

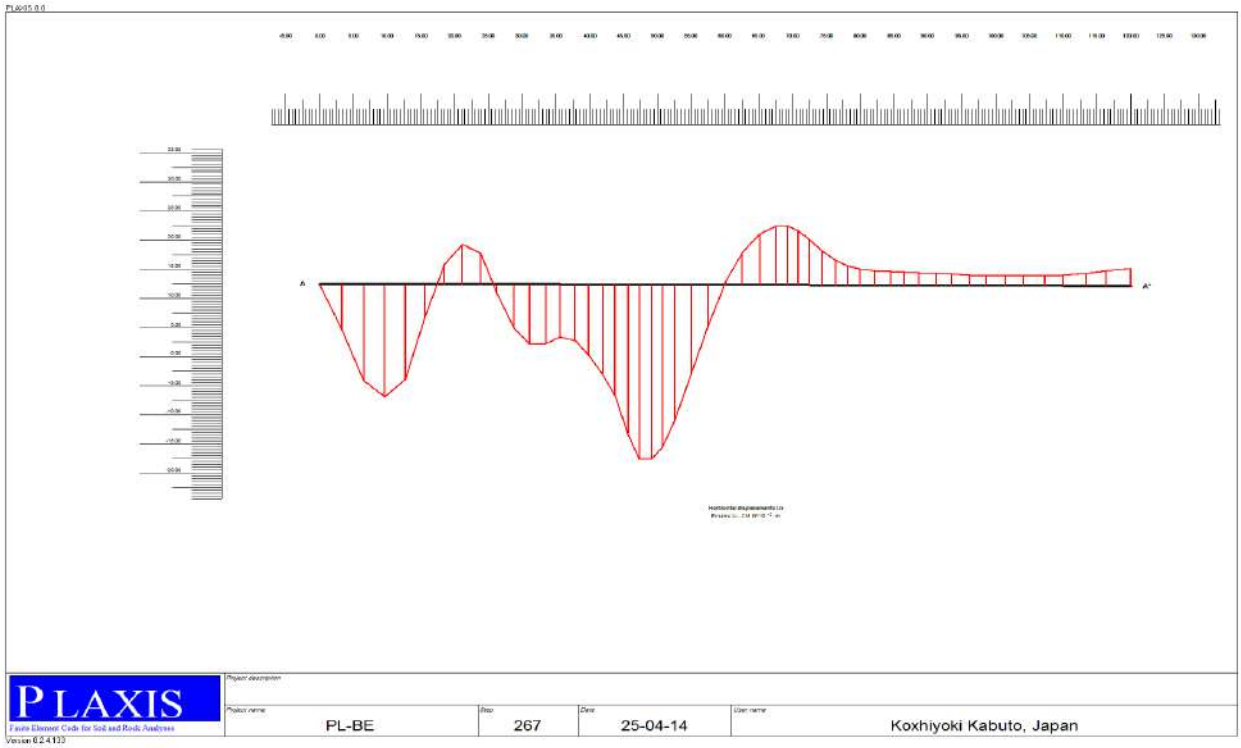


Fig.V.51 : Vue en coupe d'un déplacement total en unité (II).

d- Coupe (III.a) entre 10 et 15m :

d-1- déplacement total :

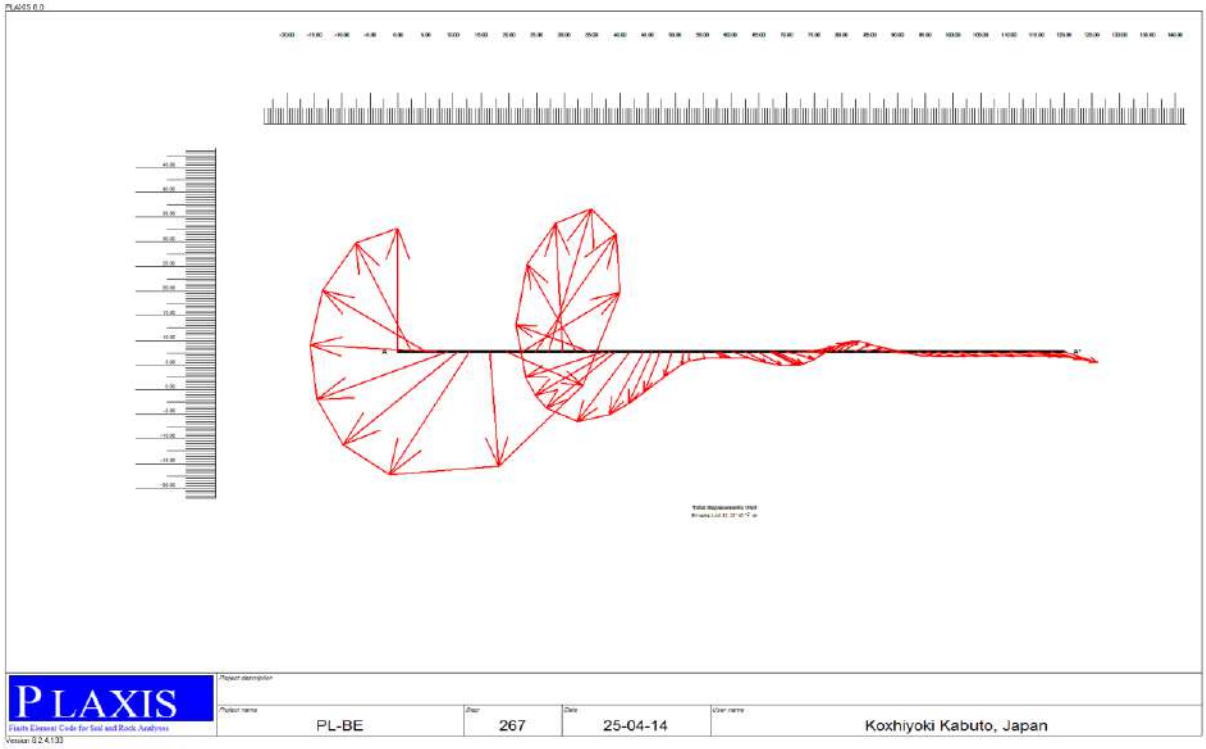


Fig.V.52 : Vue en coupe d'un déplacement total en unité (III.a).

d-2- déplacement vertical :

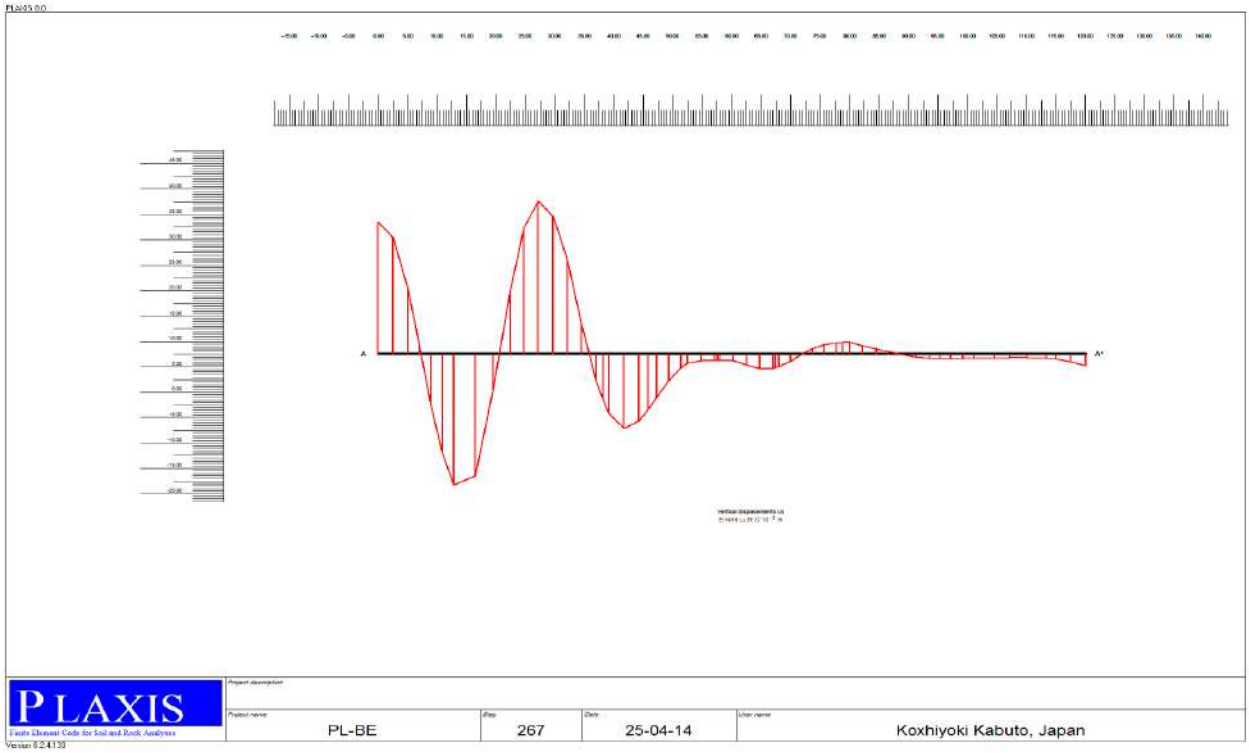


Fig.V.53 : Vue en coupe d'un déplacement vertical en unité (III.a).

d-3- déplacement horizontal :

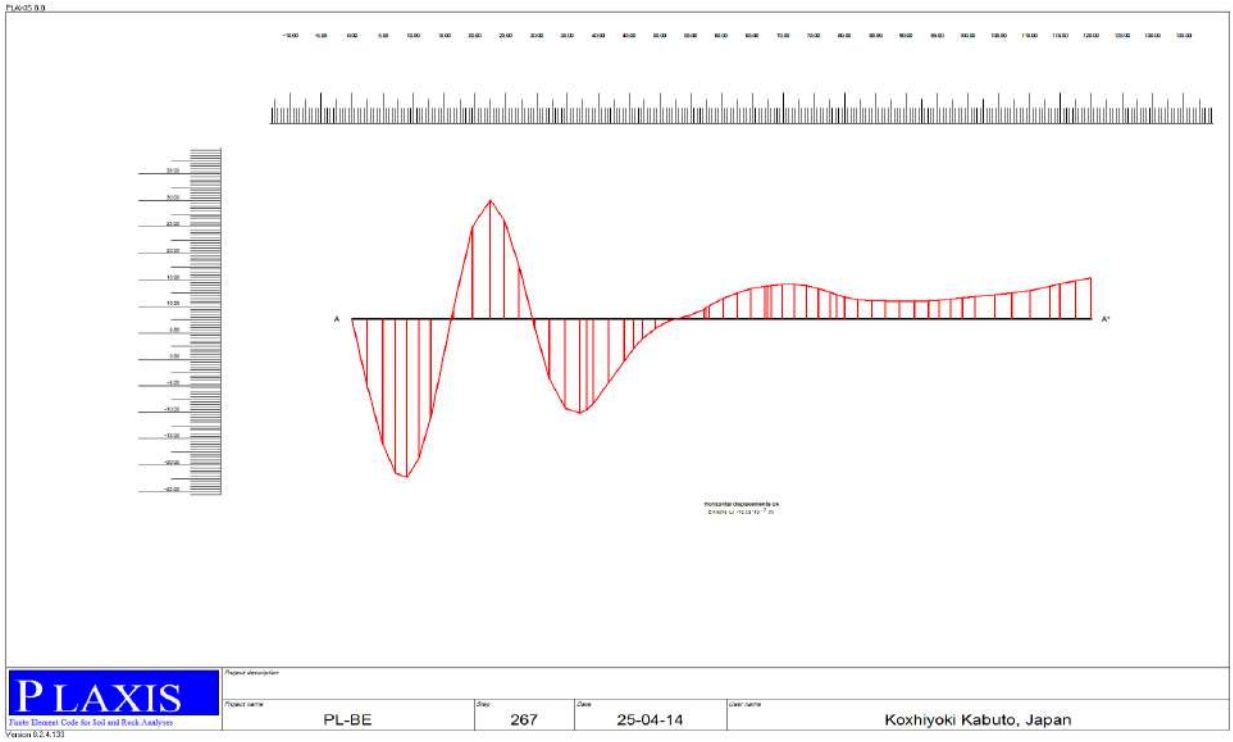


Fig.V.54 : Vue en coupe d'un déplacement horizontal en unité (III.a).

e- Coupe (III.b) entre 15 et 20m :

e-1- déplacement total :

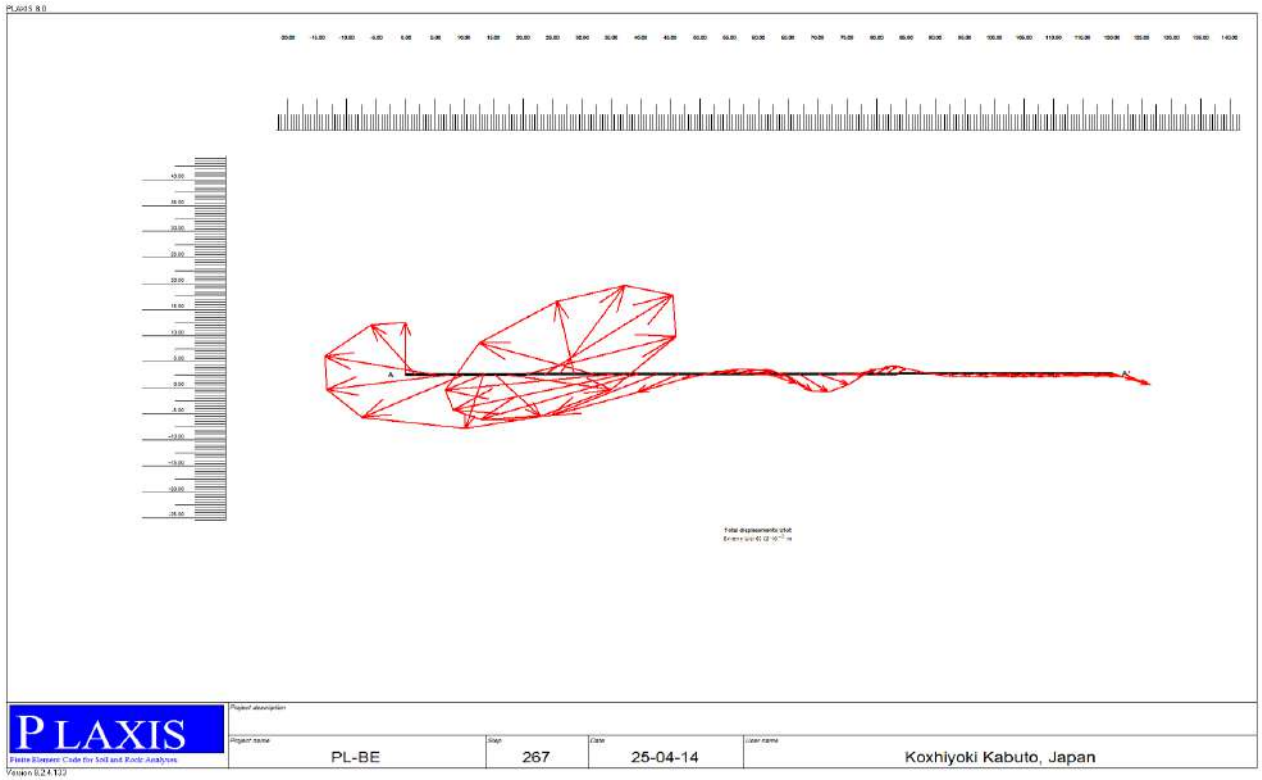


Fig.V.55 : Vue en coupe d'un déplacement total en unité (III.b).

e-2- déplacement vertical :

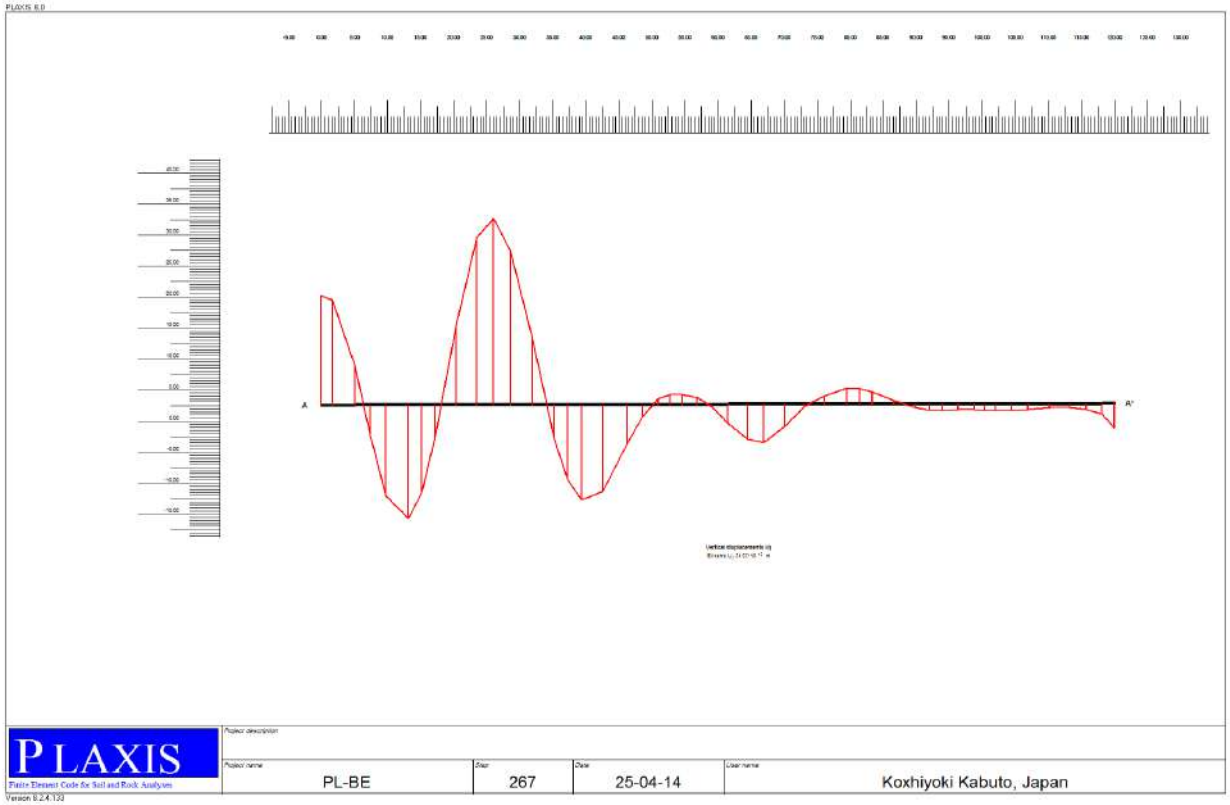


Fig.V.56 : Vue en coupe d'un déplacement vertical en unité (III.b).

e-3- déplacement horizontal :

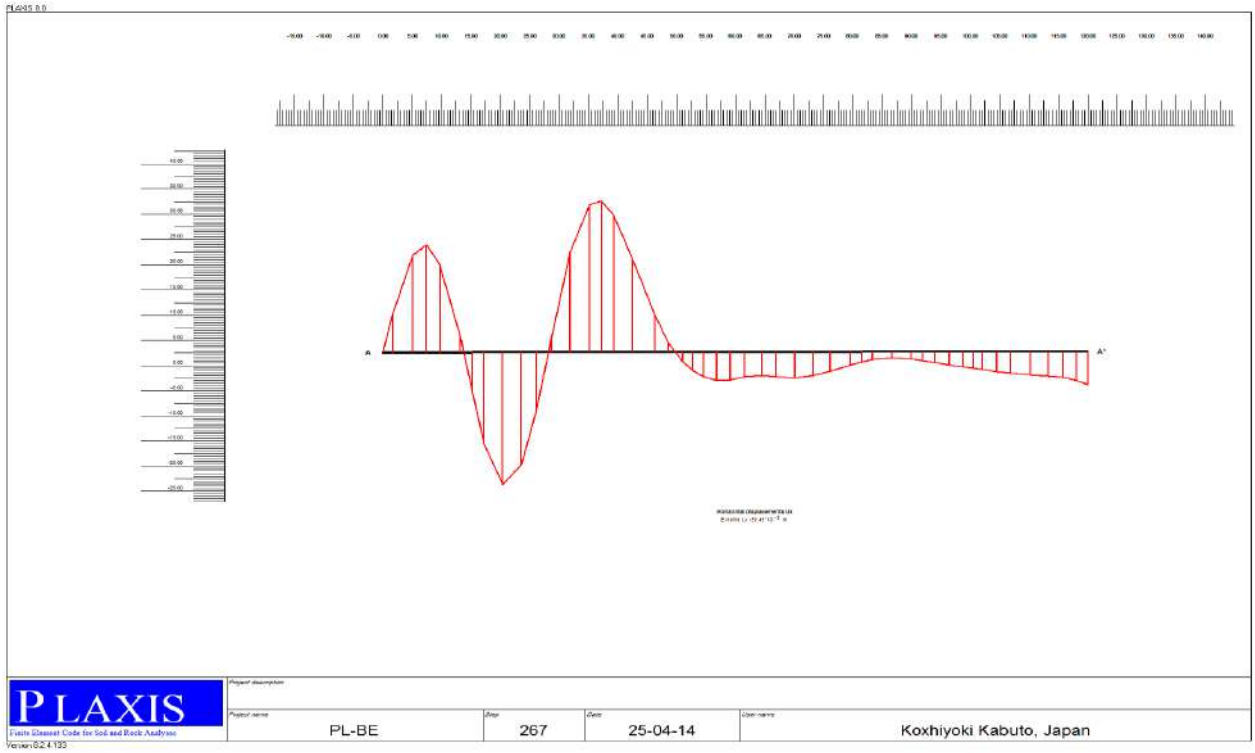


Fig.V.57 : Vue en coupe d'un déplacement horizontal en unité (III.b).

Tableau V.5 : résumant les différents types de déformations en fonction de la profondeur :

Coupes	(I.a)	(I.b)	(II)	(III.a)	(III.b)
Position de la coupe	Entre 0 et 2.5m	Entre 2.5 et 5m	Entre 5 et 10m	Entre 10 et 15m	Entre 15 et 20m
Déplacement vertical (cm)	27.872	26.096	16.968	8.632	3.400
Déplacement Horizontal (cm)	11.935	12.063	21.666	7.009	5.845
Déplacement Total (cm)	29.132	27.644	21.709	8.93	6.002

D'après le tableau ci-dessous, on constate que les déplacements totaux diminuent avec la profondeur ce qui semble logique si on considère que la source de l'onde s'est appliquée en surface où nous avons enregistré un déplacement maximal en surface (au niveau zéro) de l'ordre de 29.132 cm, et un déplacement minimal de l'ordre de 6.002 cm qui est correspond à l'intervalle « 15 à 20m »

- **Evolution de l'accélération :**

a) Accélération totale (AT):

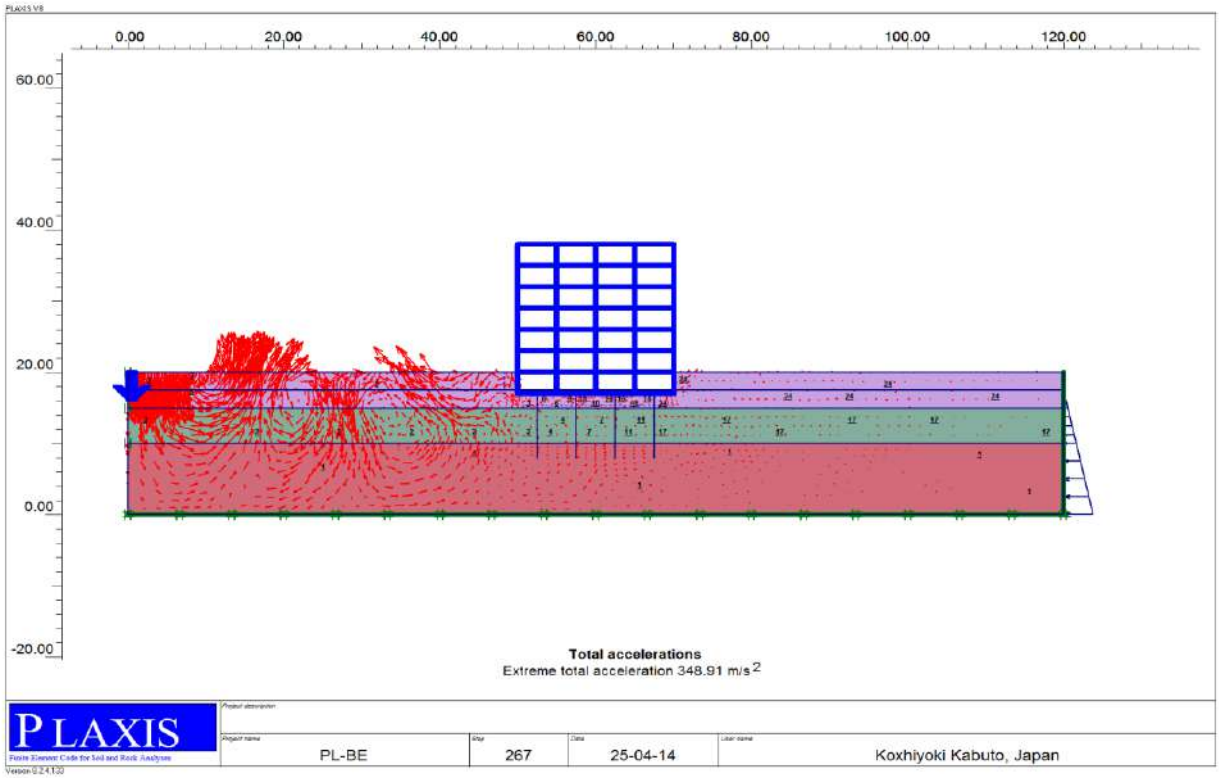


Fig.V.58 : accélération total engendré dans le modèle.

b) Accélération verticale (AV):

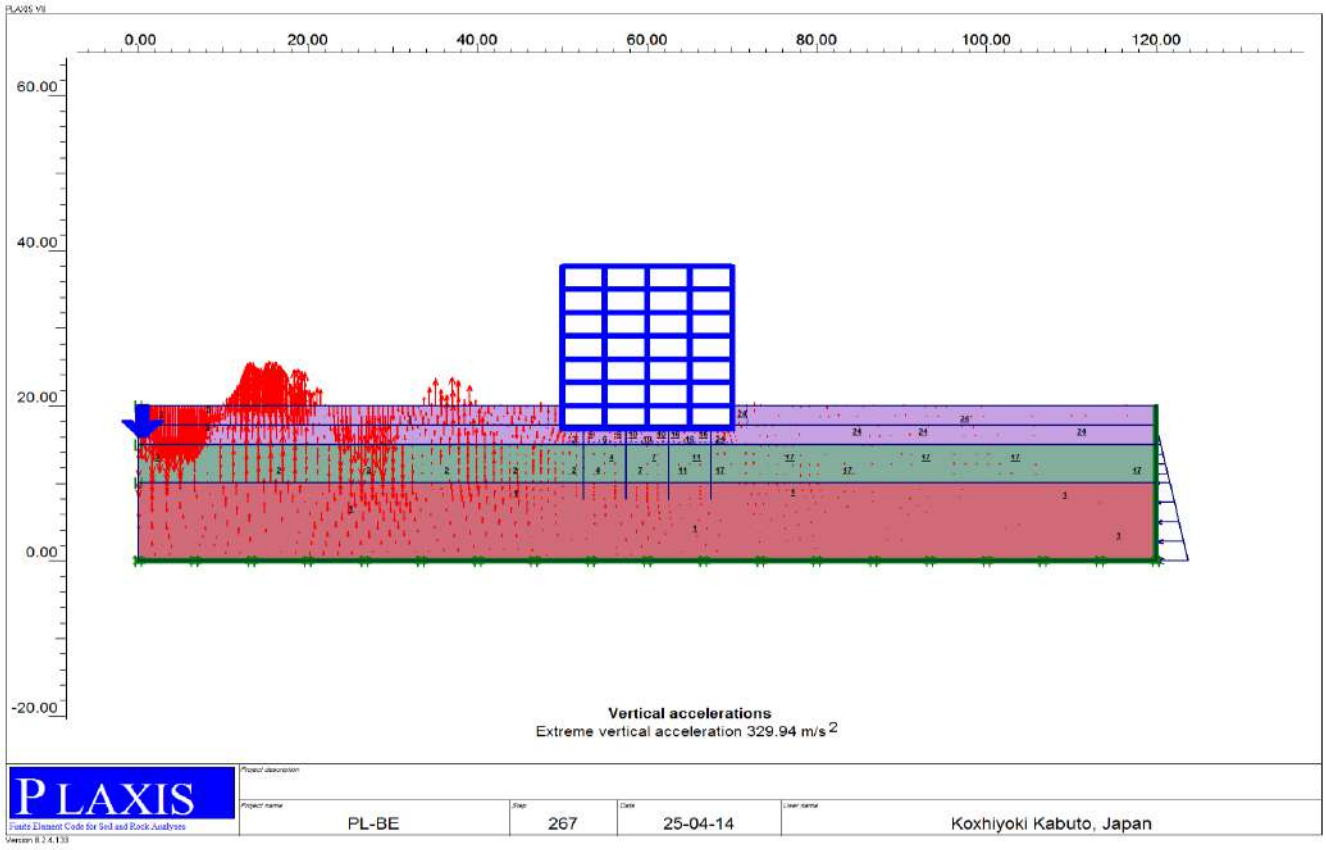


Fig.V.59 : accélération vertical engendré dans le modèle.

c) Accélération horizontale (AH):

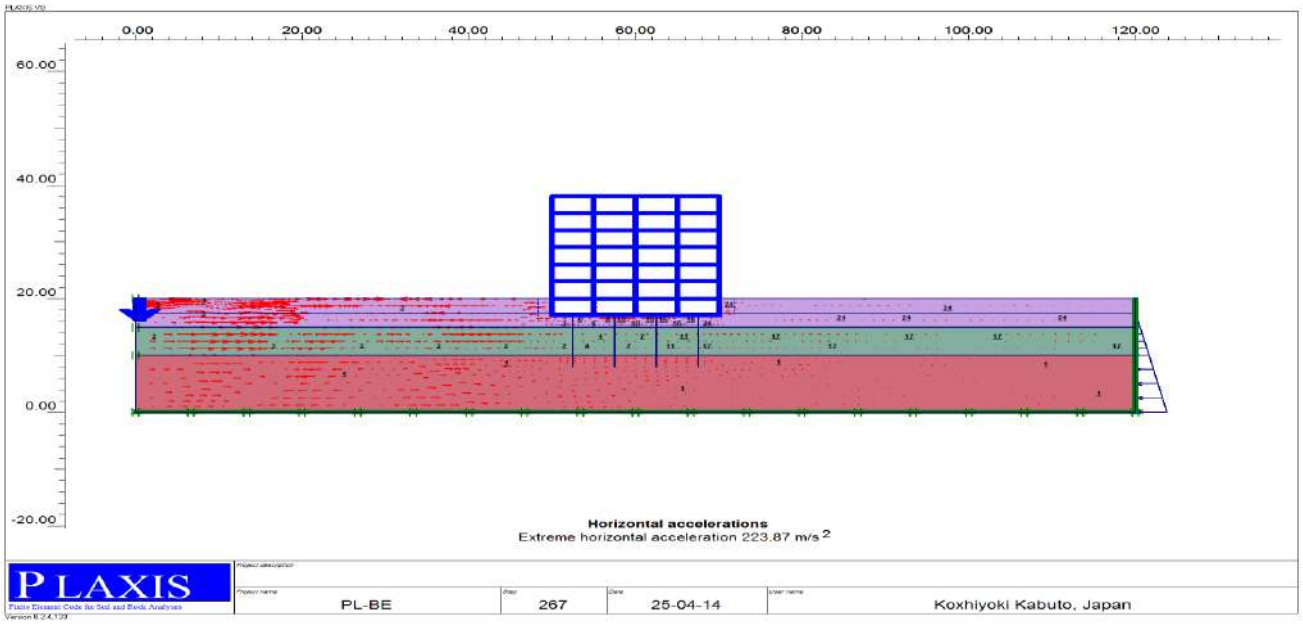


Fig.V.60 : accélération horizontal engendré dans le modèle.

Tableau.V.6 : regroupant les accélérations engendrées :

AT (m/s2)	AV (m/s2)	AH (m/s2)
34.891	**32.994**	**22.387**

V-8-4- Analyse et vérification de la stabilité du système sol-bâtiment en charge dynamique (onde de surface) pour le cas d'un Radier-pieu :

V-8-4-1- Présentation du système Radier-pieux :

Parfois, on rencontre le problème d'envisager soit des fondations superficielles ou soit des fondations profondes toutes seules, pour certains types de sols et aussi bien pour certains types d'ouvrages de grande importance, cela va nous conduire à adopter un système de fondation mixte (très souvent Radier-Pieux). Cependant, dans cette présente application on va choisir un système de fondation Radier-Pieux où nous allons garder les mêmes caractéristiques du Radier présenté dans la première application tout en installant des pieux au-dessous desquels. Le nombre des pieux à installer peut être déterminé par plusieurs méthodes qui seront décrites ci-après.

V-8-4-2- Estimation du nombre de pieux minimal sous le Radier :

Lorsque la charge extrême à donner en tête de pieux n'est pas fixée d'avance par des essais de chargement, le nombre de pieux peut être déterminé par l'une des méthodes suivantes et en fonction des données disponibles:

- *La première méthode :*

On prend en considération la charge permanente **Q** et la capacité portante d'un pieu isolé **Qu**.

$$N = Q_{permanente} / (0.7 * Qu)$$

- *La deuxième méthode :*

On prend en considération la charge de service **Q** et la charge de fluage en compression **Qc.**

$$N = Q_{service} / (0.91 * Qc)$$

- *La troisième méthode :*

Si la charge extrême à donner en tête de pieux est déjà fixée à partir de l'essai de chargement, le nombre de pieux sera directement obtenu par :

$$N = Q_{service} / Q_{max\ service}$$

A partir des données qu'on se dispose, on ne pourra qu'à utiliser la première méthode cité ci-dessus où :

$Q_{permanente}$ = 1798.76 tonnes.

Qc = 125.9 tonnes.

Donc : N = (1798.76/0.7*125.9)=20.41 pieux alors, N = 20 pieux environ.

On suppose que chaque pieu occupe une maille carrée, dans ce cas le nombre des pieux *N* est égale au nombre de maille occupant la surface du Bâtiment.

La section de ce Bâtiment $S_{Bâtiment} = 600m^2$.

La section de la maille $S_m = 600 / 20 = 30m^2$.

On propose ici, une distribution qui semble adaptable et adéquate avec la surface du Radier à une maille triangulaire de dimensions (6m * 5m) ; **(Voire le plan de la position des pieux sous le Radier dans la figure ci-dessous).**

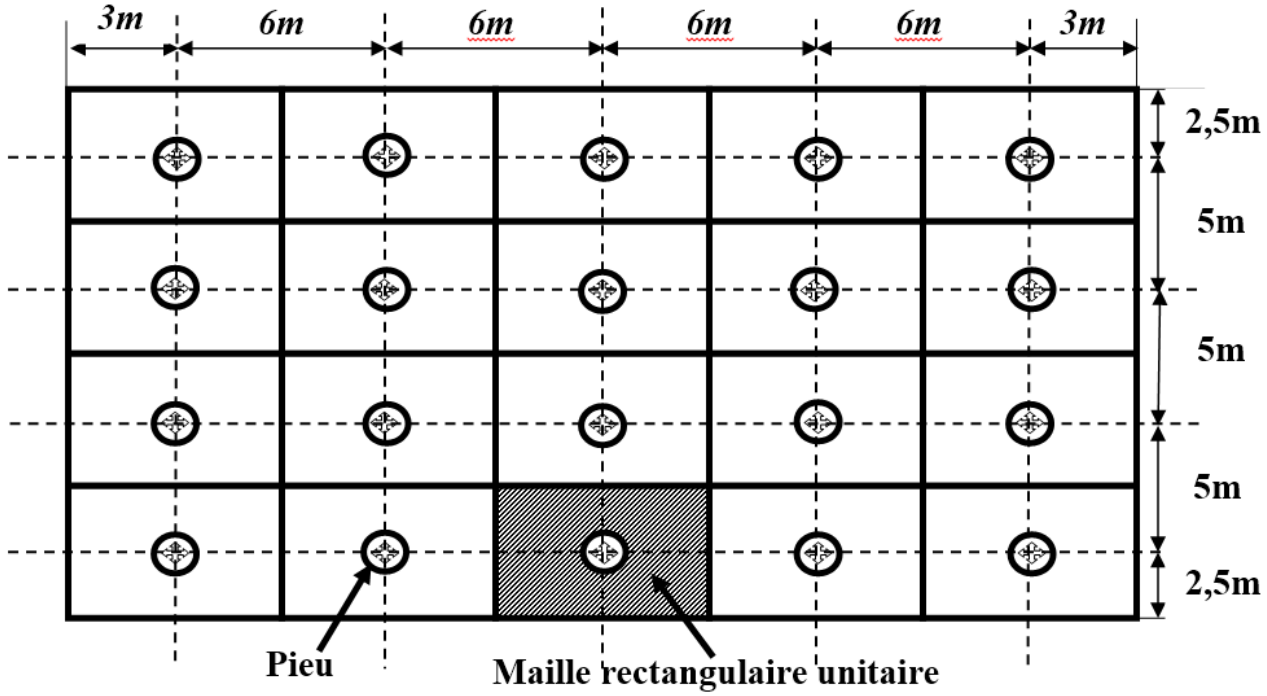


Fig.V.61 : Schéma représentant la position des pieux sous le Radier du Bâtiment.

Information générales :

Les informations qu'on trouve dans ce cas sauf qu'on doit activer les pieux sous le radier :

V-8-4-3- sous-programme input :

- **Activation des pieux sous le radier :**

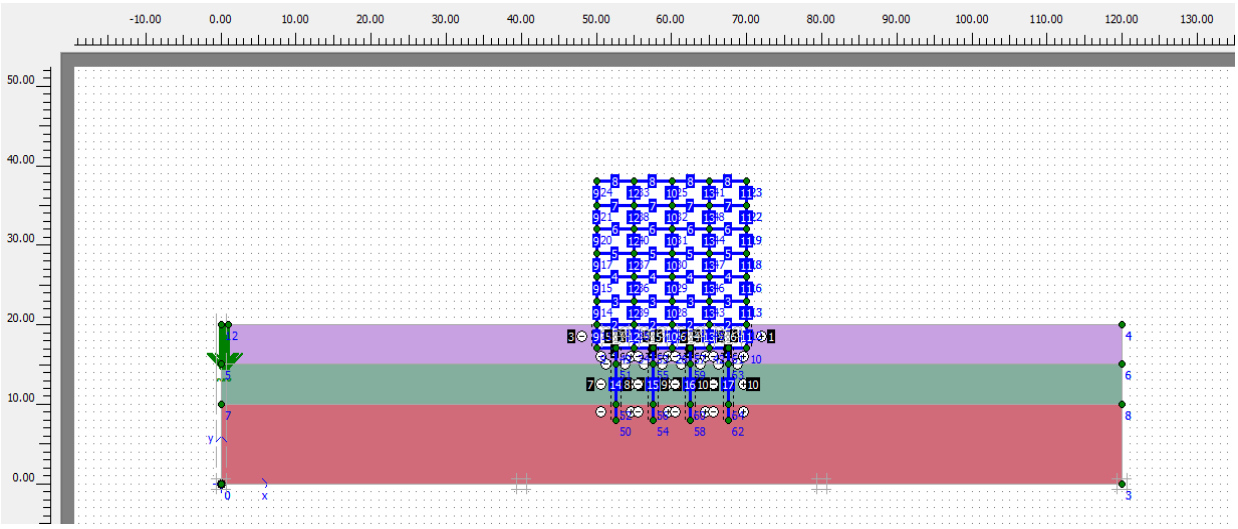


Fig.V.62 : limite géométrique du modèle choisi.

- **Déformation du maillage** : **(Réponse du modèle pour 2 secondes) :**

Dans ce cas, et pour le même temps et une même intensité sismique de surface que le cas d'un radier, le bâtiment ne s'est pas déplacé avec le déplacement des sols, donc le système radier-pieux, et pour les conditions définies précédemment, peut être sélectionné pour que l'ouvrage soit en toute sécurité).

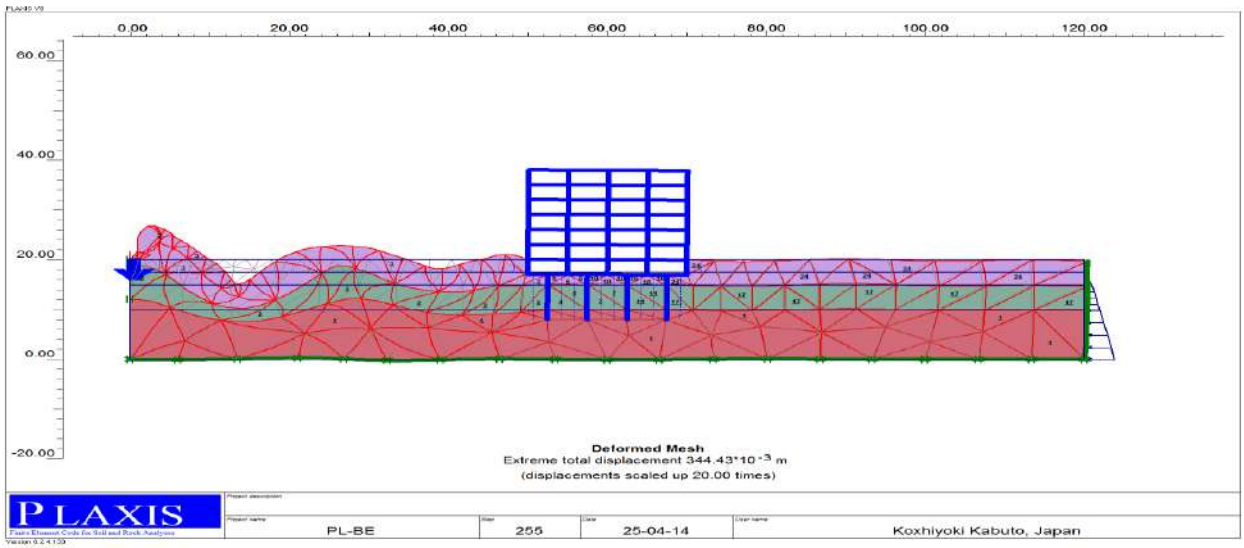


Fig.V.63 : réponse de modèle pour 2 secondes.

- **L'effet de l'augmentation du temps de propagation des ondes de surfaces de 2 à 3 seconde :**

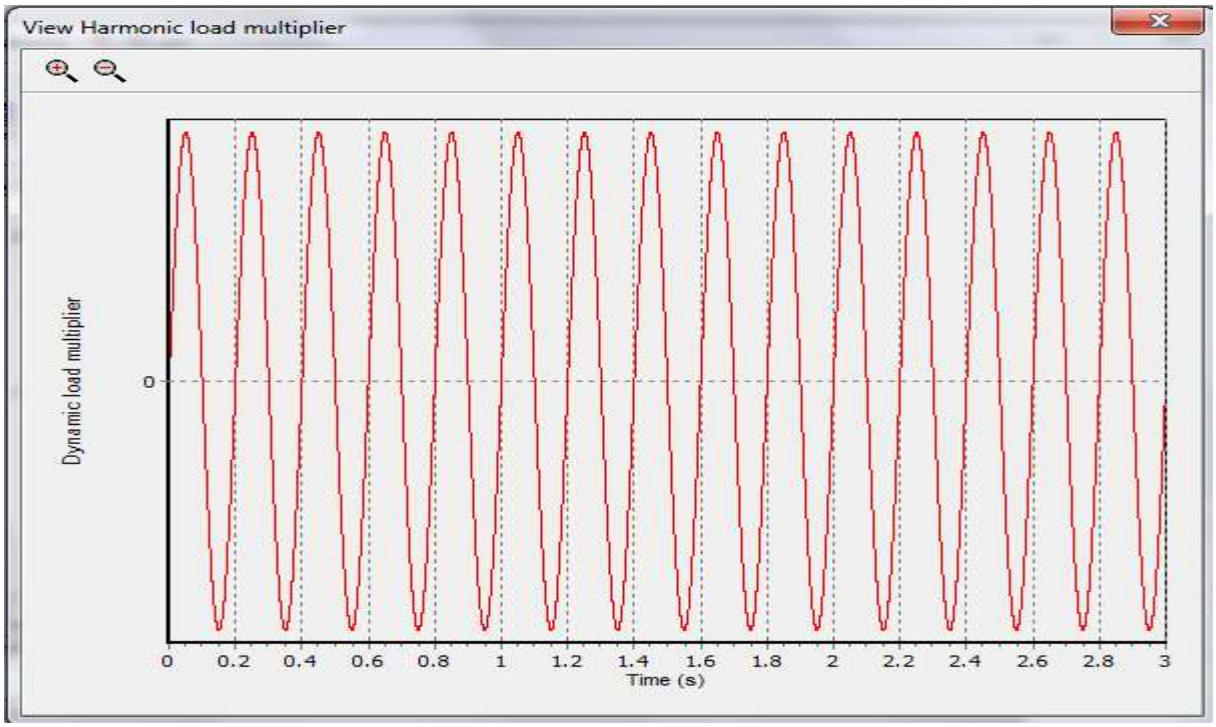


Fig.V.64 : Caractéristiques de l'onde sismique de surface.

- **Progression du calcul :**

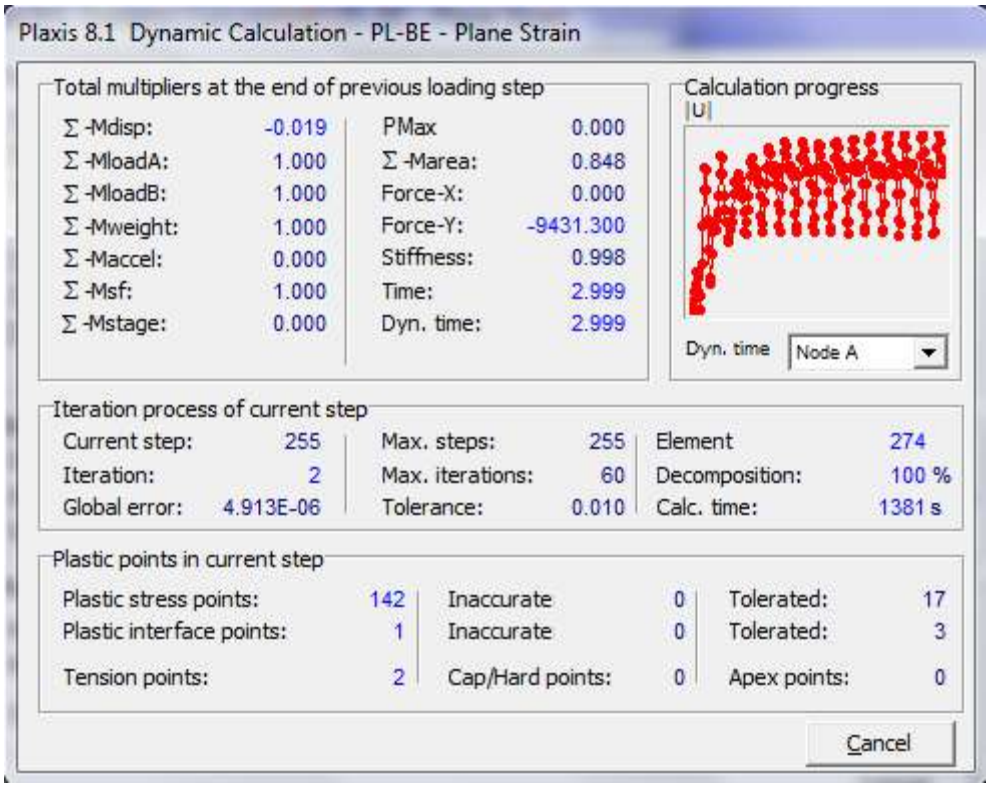


Fig.V.65 : progression de calcule.

- **Déformation du maillage (Réponse du modèle pour 3 secondes) :**

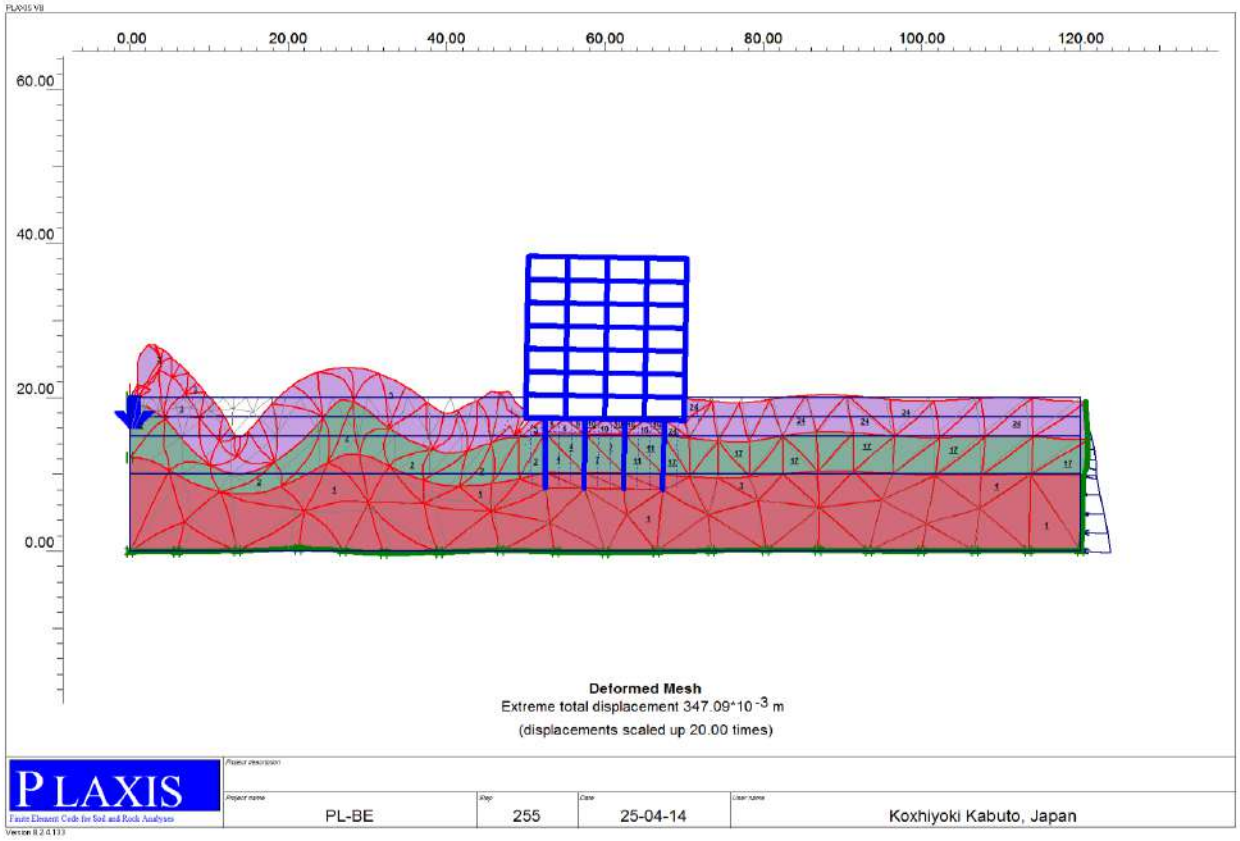


Fig.V.63 : réponse de modèle pour 3 secondes.

V-8-5-Sous-programme Curves :

- ✓ **Résultats sous forme de graphes pour le cas du Radier :**

Concernant la représentation graphiques des résultats obtenus, pour les deux cas, nous ne pouvons pas représenter tous les points sélectionnés avant le lancement du calcul mais, nous allons uniquement, représenter deux points qui semblent sensibles (le point F : il se situe sous le radier du bâtiment) et (le point D : il se trouve juste à côté du bâtiment) et exceptionnellement, nous allons aussi représenter le points « A » qui se localise auprès de la source des ondes de surfaces afin de contrôler l'intensité de l'onde émise.

- **Courbes déplacement/temps :**

a) l'évolution du déplacement total en fonction du temps au point A (auprès de la source):

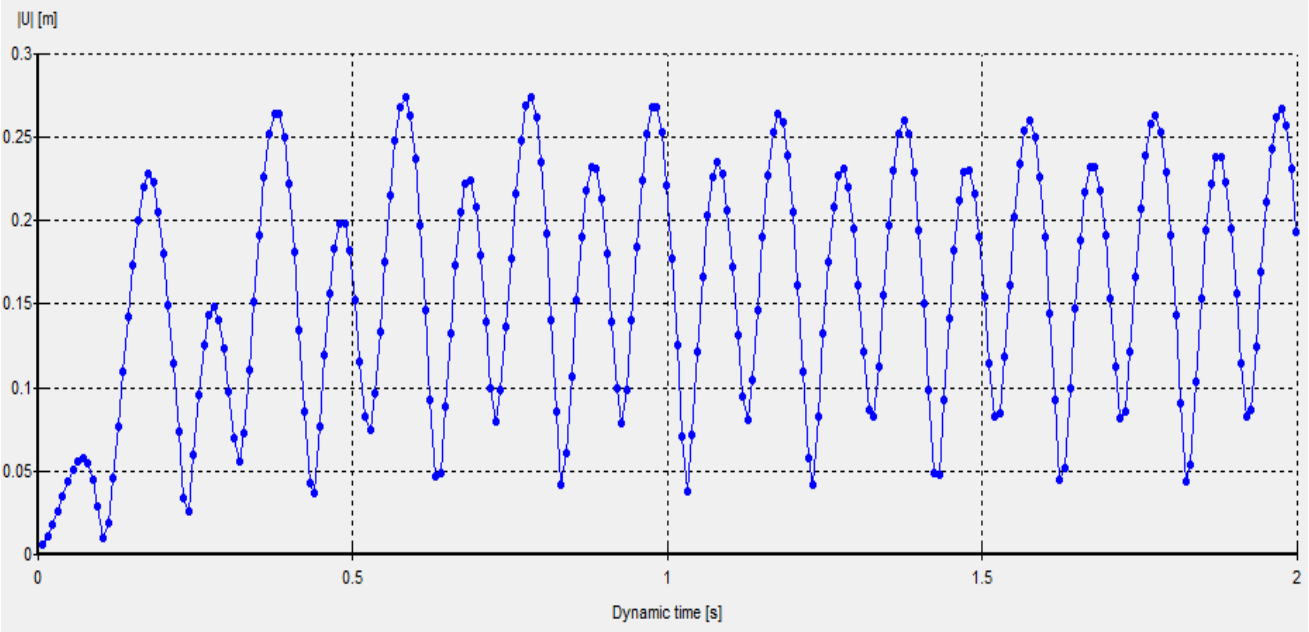


Fig.V.64 : Variation du déplacement totale en fonction de temps au point A.

Le déplacement au point 'A' (auprès de la source) et une valeur initiale de 5 cm pour un même temps (0,5) seconde et reste constante dans cet intervalle Dép ϵ [6,27.5cm].Ou constat que les déplacements augmentent avec l'augmentation de temps.

b) l'évolution du déplacement total en fonction du temps au point F (sous le bâtiment):

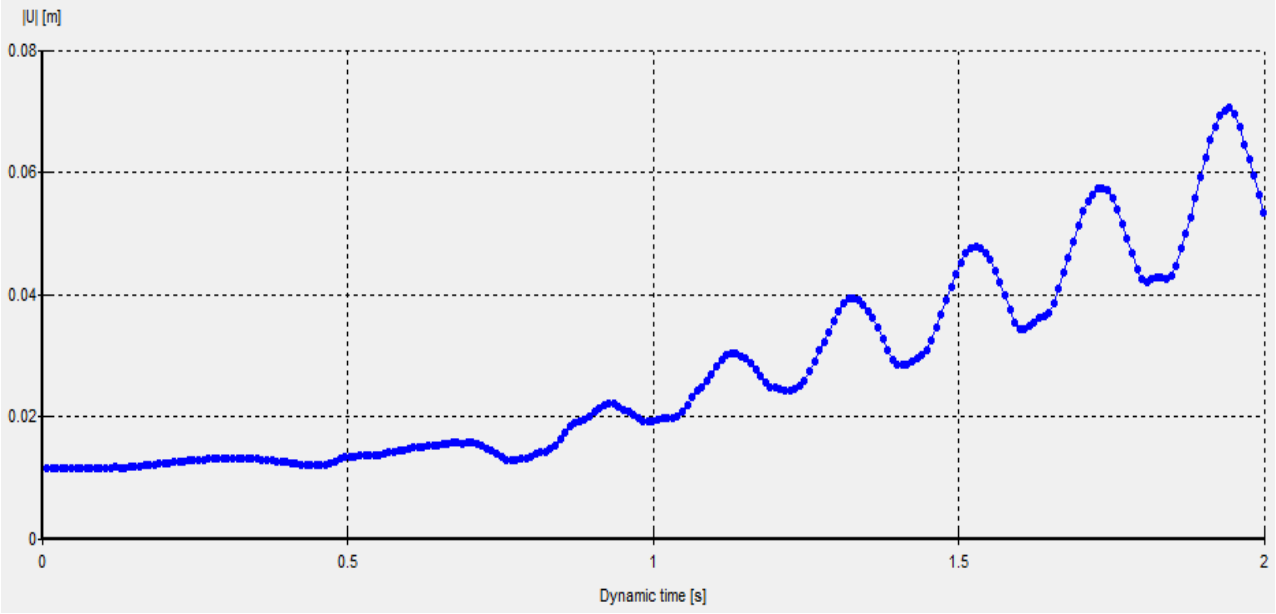


Fig.V.65 : Variation du déplacement totale en fonction de temps au point F.

Le déplacement au point 'F' était très faible pendant la première seconde et moyen à fort au de la 2eme seconde.

c) l'évolution du déplacement total en fonction du temps au point D (à côté du bâtiment):

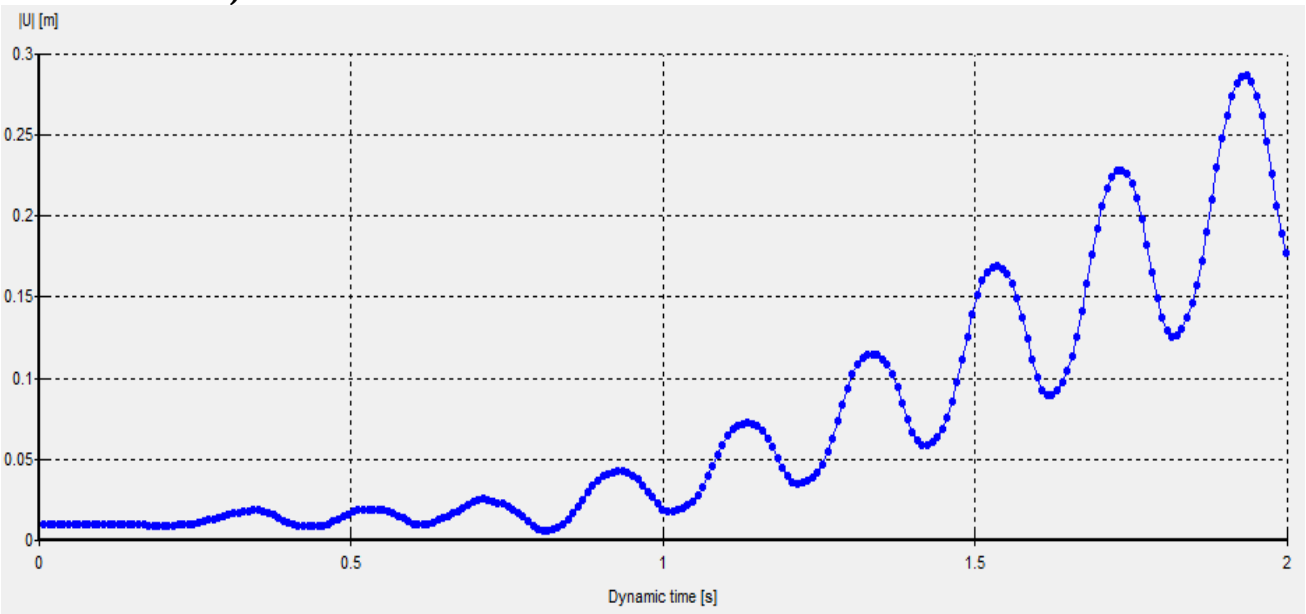


Fig.V.66 : Variation du déplacement totale en fonction de temps au point D.

le déplacement du point 'D' était également faible et constante mais est ondulaire durant la première seconde et présentait un même comportement que le point 'F' mais avec une forte ondulation, et ce qui était remarquable , c'est que le nombre de déplacement du point 'D' qui se trouve a cote de bâtiment est très important pour un même intervalle par rapporte au point 'F' et qui se situe sous ce dernier , cela va nous conduire à déduire que le point 'D' est très influencé par l'onde sismique par rapport au point 'F'.

- **Courbes accélération/temps :**

a) L'évolution de l'accélération en fonction du temps au point A :

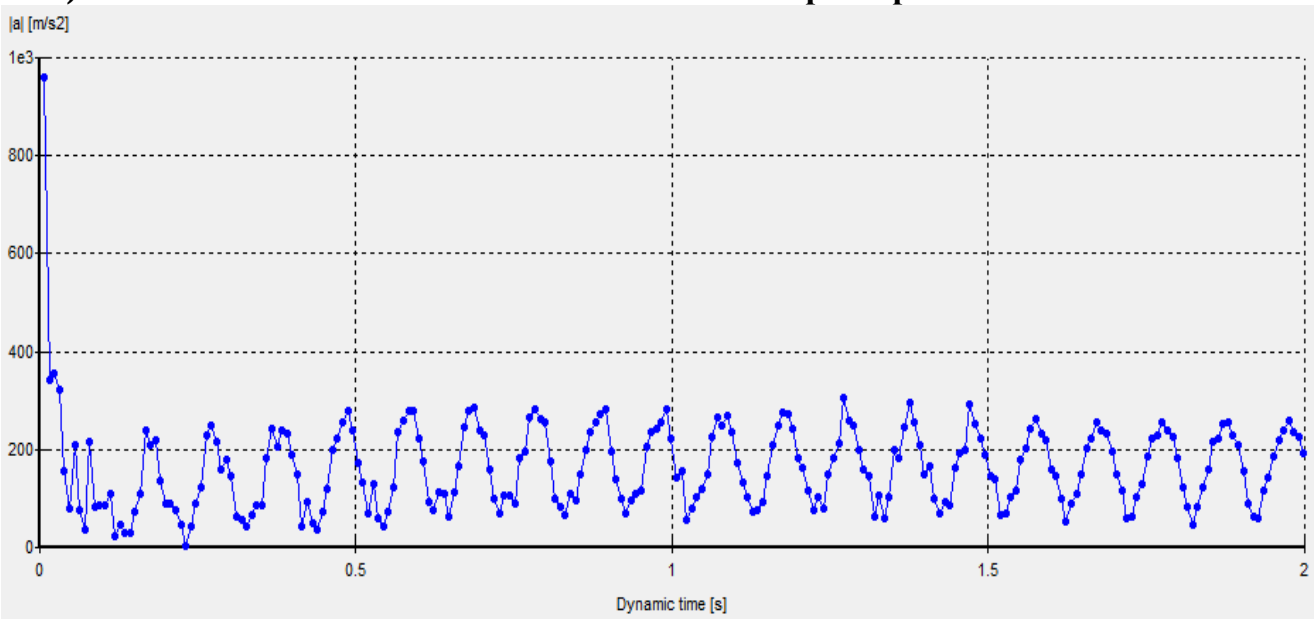


Fig.V.67 : Variation du l'accélération en fonction de temps au point A.

Concernant l'accélération sismique on constate qu'il y a une variation aléatoire sauf au point 'A' de la source où nous avons observé une variation constante dont l'intervalle [0 ; 100] m/s².

b) L'évolution de l'accélération en fonction du temps au point F et D :

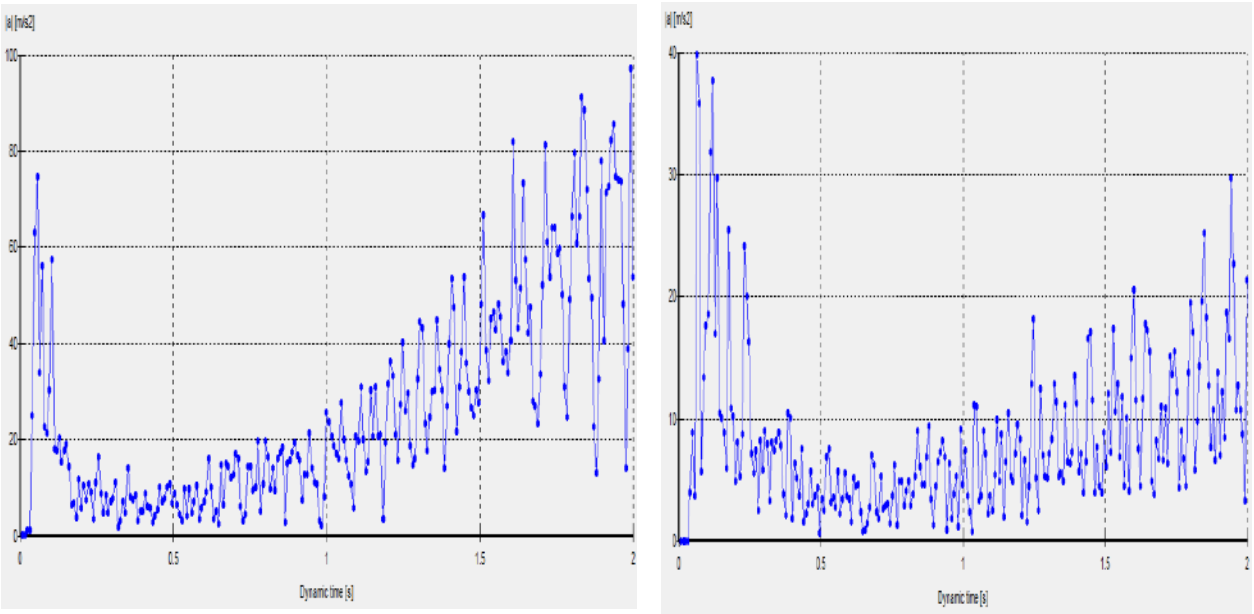


Fig.V.68 : Variation du l'accélération en fonction de temps au point F et D.

Le comportement de deux points 'F' et 'D' présente une allure normale dans l'intervalle du temps [0 ; 1.25s] qui correspond à une forte accélération de l'ordre de 0,25 seconde, puis elle

commence à diminuer jusqu'à 1,25 seconde mais au-delà de celle-ci on assiste à une augmentation agressive qui due aux ondes parasites renvoyés par les frontières du modèle (bords).

- **Courbes pression interstitielle/temps :**

a) L'évolution de la pression interstitielle en fonction du temps au point A :

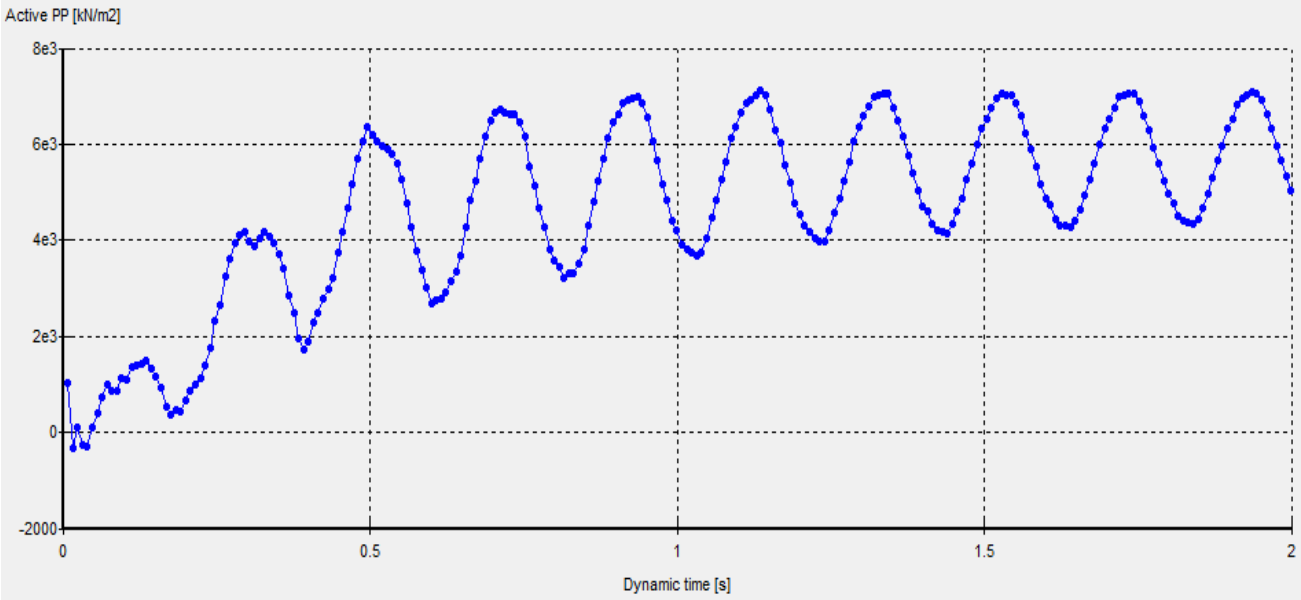


Fig.V.69 : Variation du la pression interstitielle en fonction de temps au point A.

b) L'évolution de la pression interstitielle en fonction du temps au point F :

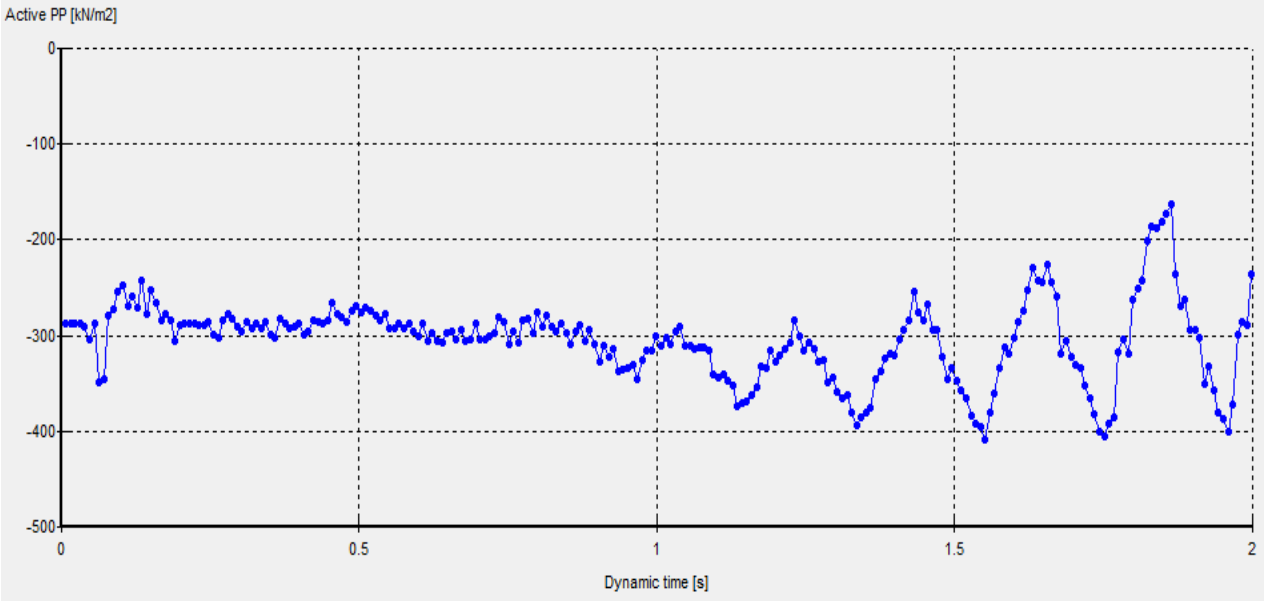


Fig.V.70 : Variation du la pression interstitielle en fonction de temps au point F.

c) L'évolution de la pression interstitielle en fonction du temps au point D :

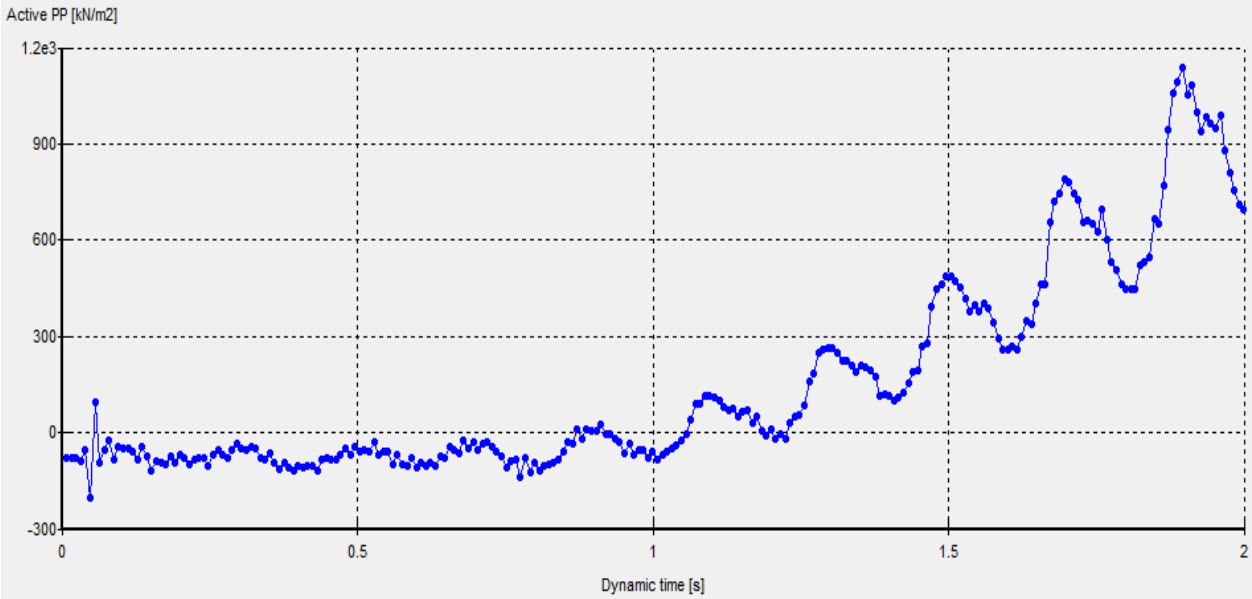


Fig.V.71 : Variation du la pression interstitielle en fonction de temps au point D.

On remarque que la pression interstitielle de l'eau au point 'F' et 'D' reste constante pendant une seconde, puis elle augmente avec l'augmentation de temps, mais qu'il existe certainement une très grandes différence entre les point 'D' et 'F' puisque nous avons enregistré une pression de 1000Kn/m² au point 'D' et 275 Kn/m² au point 'F'.

- ✓ **Résultats sous forme de graphe pour le cas du Radier-pieux :**
- ➢ **Courbes déplacement/temps :**

a) l'évolution du déplacement total en fonction du temps au point A (auprès de la source):

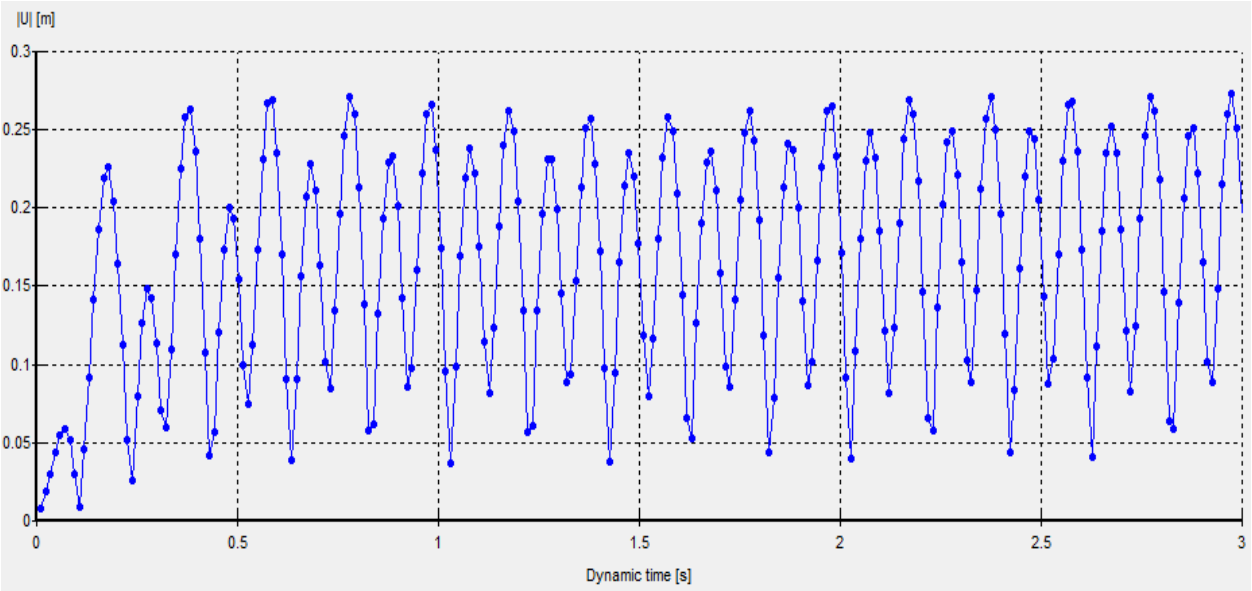


Fig.V.72 : Variation du déplacement total en fonction de temps au point A.

La valeur de déplacement auprès de la source était moyenne et constante entre l'intervalle ϵ [3-27,5cm] en fonction de l'augmentation du temps.

b) l'évolution du déplacement total en fonction du temps au point F (sous le bâtiment):

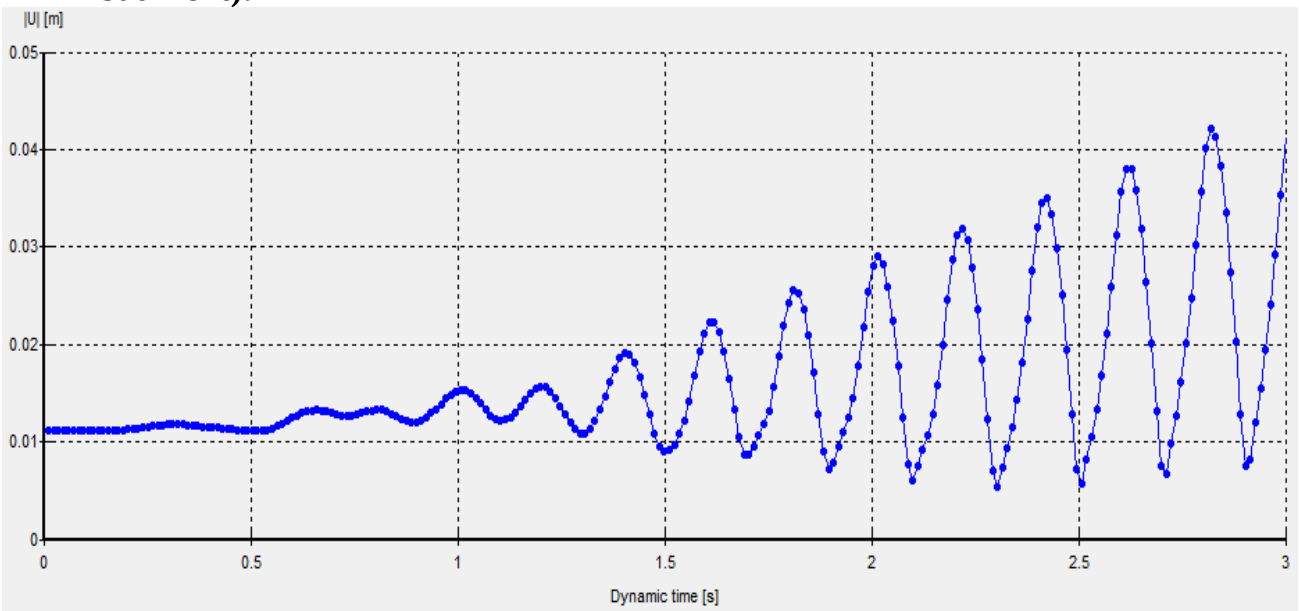


Fig.V.73 : Variation du déplacement total en fonction de temps au point F.

Le déplacement au point F était très faible, constant pendant la premier seconde et moyenne à forte à partir de la première seconde et garde le même comportement jusqu'à la valeur maximale (3sec).

c) l'évolution du déplacement total en fonction du temps au point D (à côté du bâtiment):

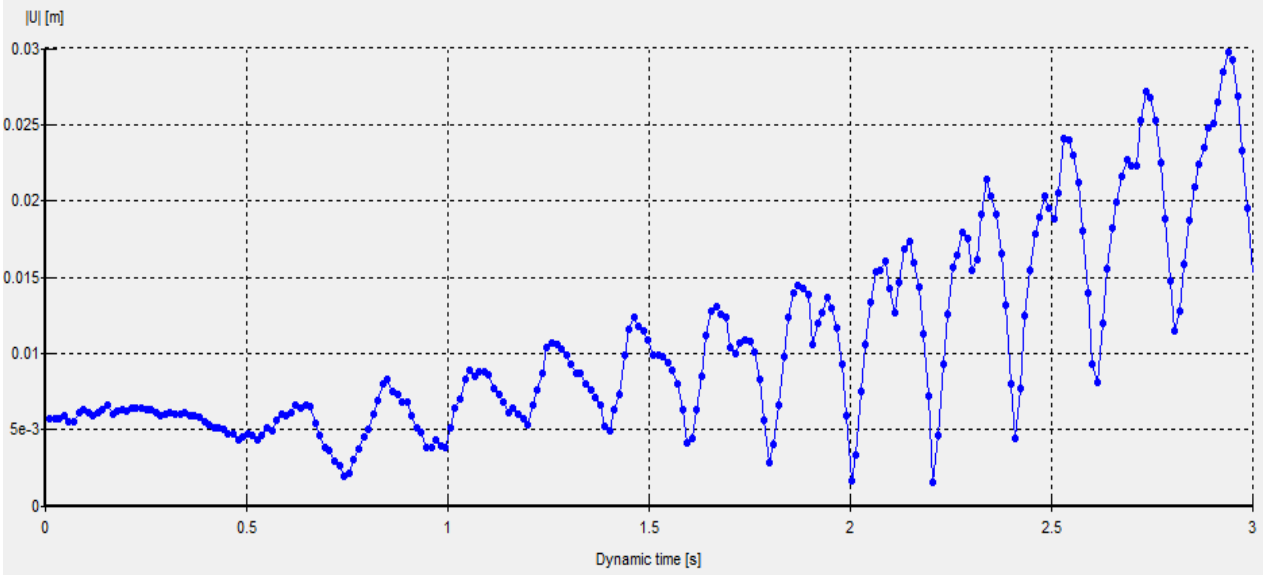


Fig.V.74 : Variation du déplacement total en fonction de temps au point D.

Le déplacement au point D était également faible et constant est ondulaire avant l'intervalle du temps [0-0,6s]. Après 0,6 seconde la valeur de déplacement augmente plus en plus en fonction du temps.

- **Courbes accélération/temps :**

a) L'évolution de l'accélération en fonction du temps au point A :

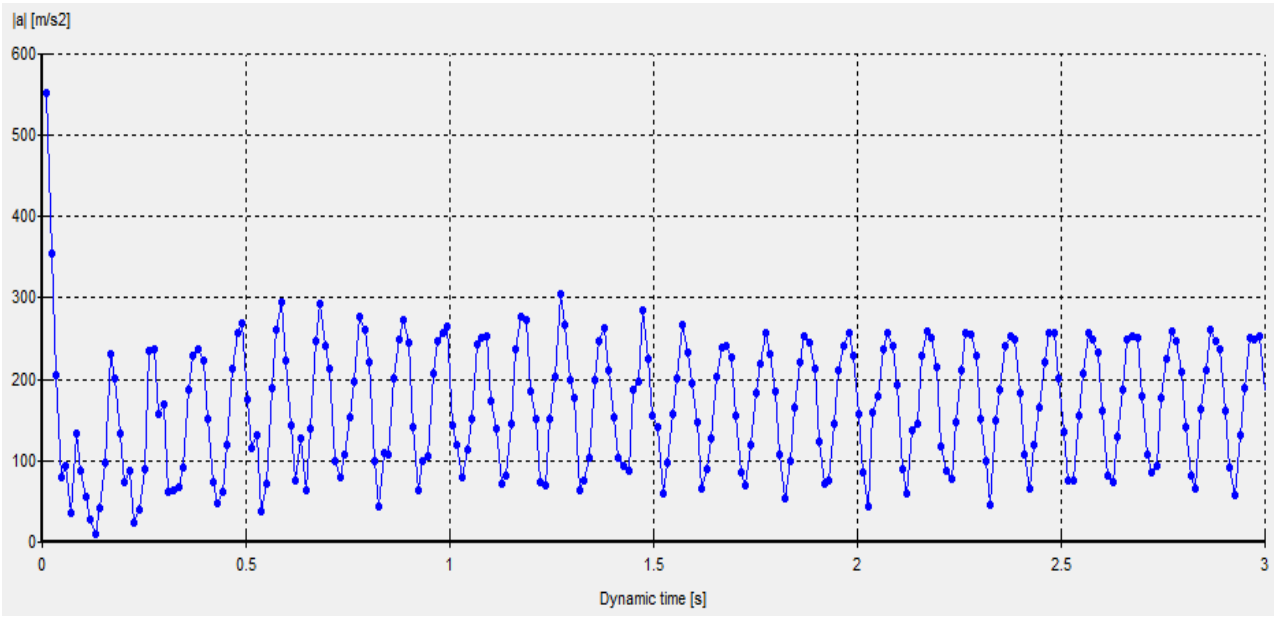


Fig.V.75 : Variation du l'accélération en fonction de temps au point A.

L'évolution de l'accélération sismique était constante pendant l'intervalle du temps. La forme du profile de l'accélération au point A est constant mais est ondulaire où les valeurs sont comprises entre 0 et 300m/s².

b) L'évolution de l'accélération en fonction du temps au point F :

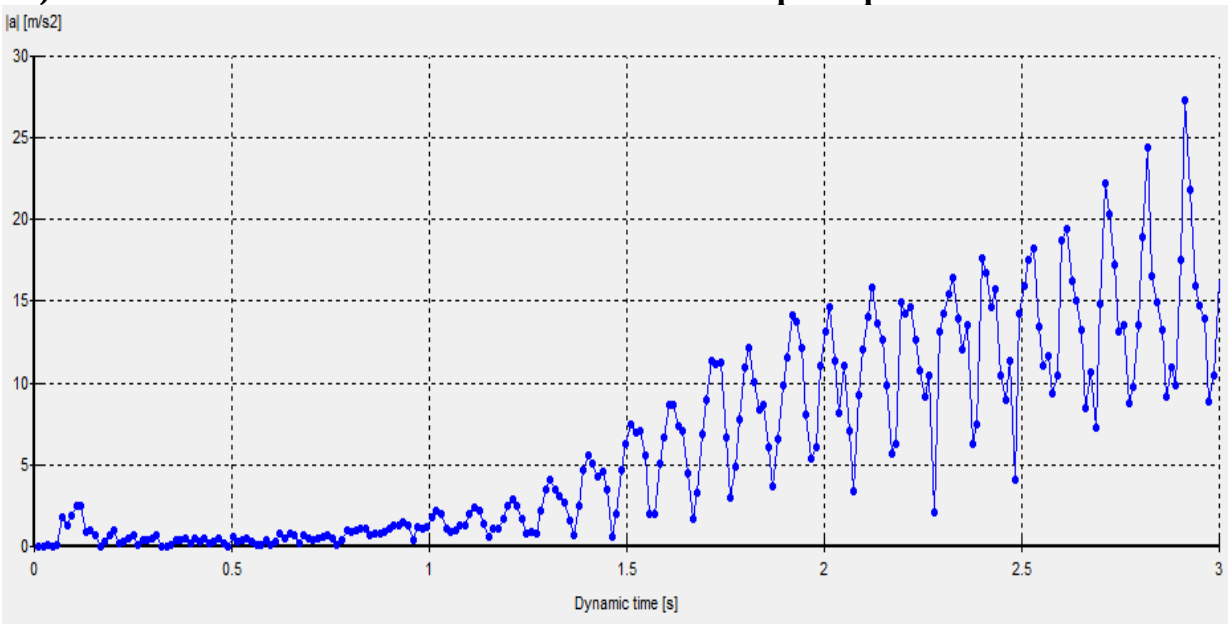


Fig.V.76 : Variation du l'accélération en fonction de temps au point F.

L'évolution de l'accélération en point F était très faible et constant pendant la première seconde, et moyenne et forte après la 1ère seconde, sachant que la valeur maximale de l'accélération est de 27 m/s².

c) L'évolution de l'accélération en fonction du temps au point D :

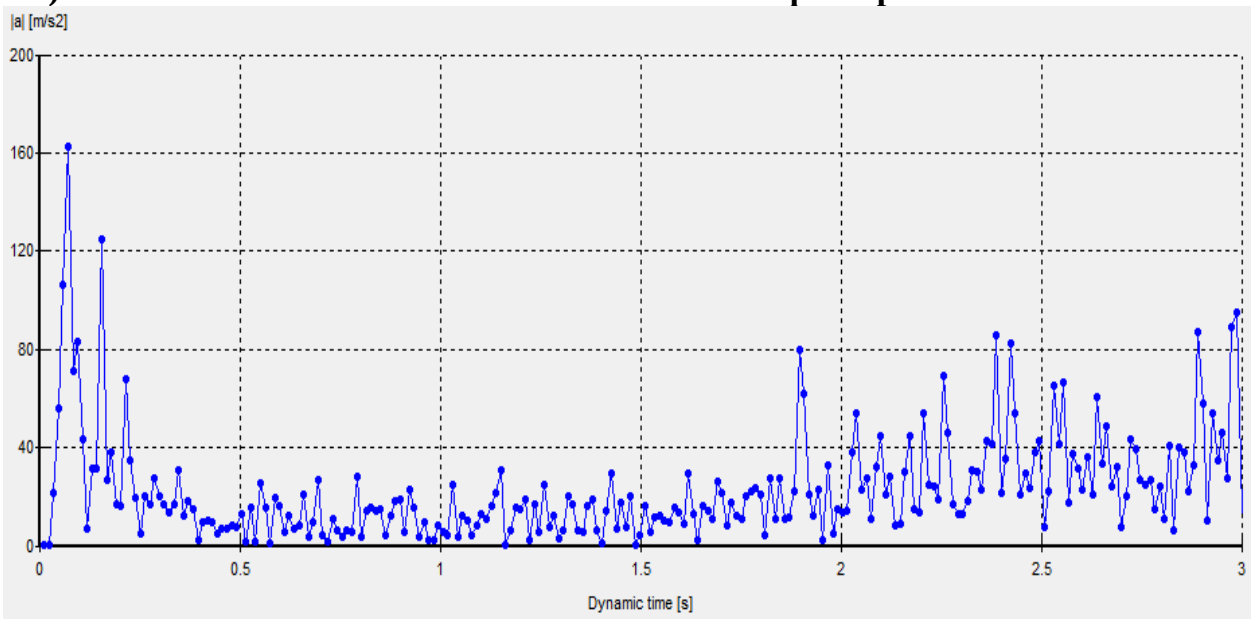


Fig.V.77 : Variation du l'accélération en fonction de temps au point D.

Pendant l'intervalle de temps [0-0,3s] la valeur de l'accélération est très forte, mais au-delà de 0,3 sec on enregistre une valeur faible à moyenne jusqu'à la fin avec la présence de certains pics qui peuvent être liés aux code Plaxis lui-même.

- **Courbes pression interstitielle/temps :**

a) L'évolution de la pression interstitielle en fonction du temps au point A :

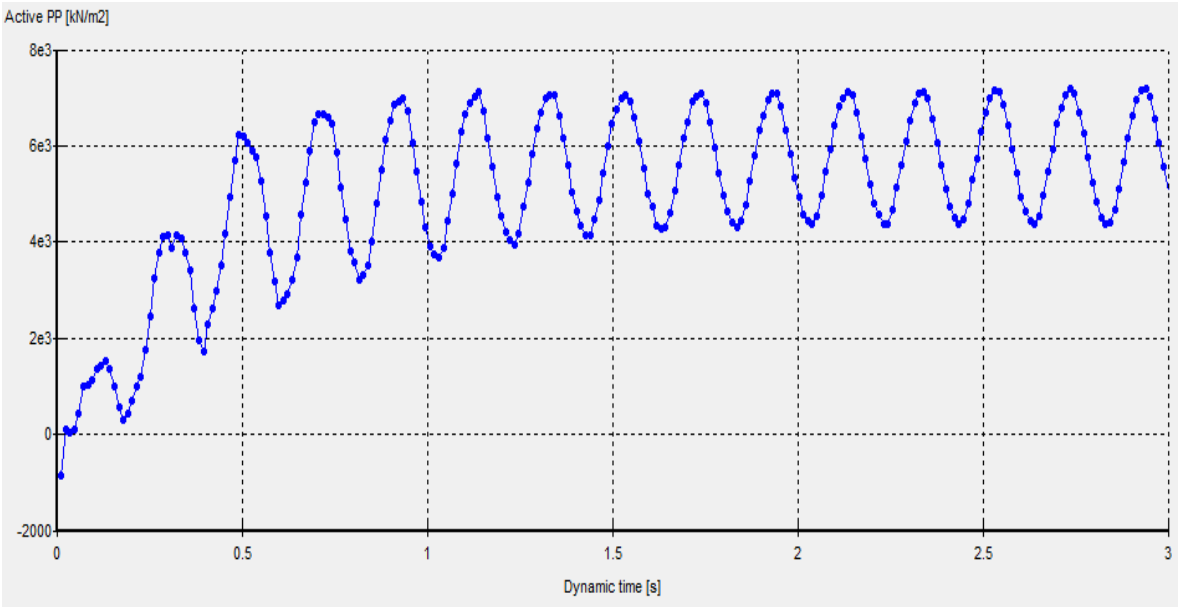


Fig.V.78 : Variation du la pression interstitielle en fonction de temps au point A.

On remarque que la pression interstitielle de l'eau auprès de la source est moyenne, laquelle présente une valeur de pression de $7e^3$KN/m^3 .

b) L'évolution de la pression interstitielle en fonction du temps au point F :

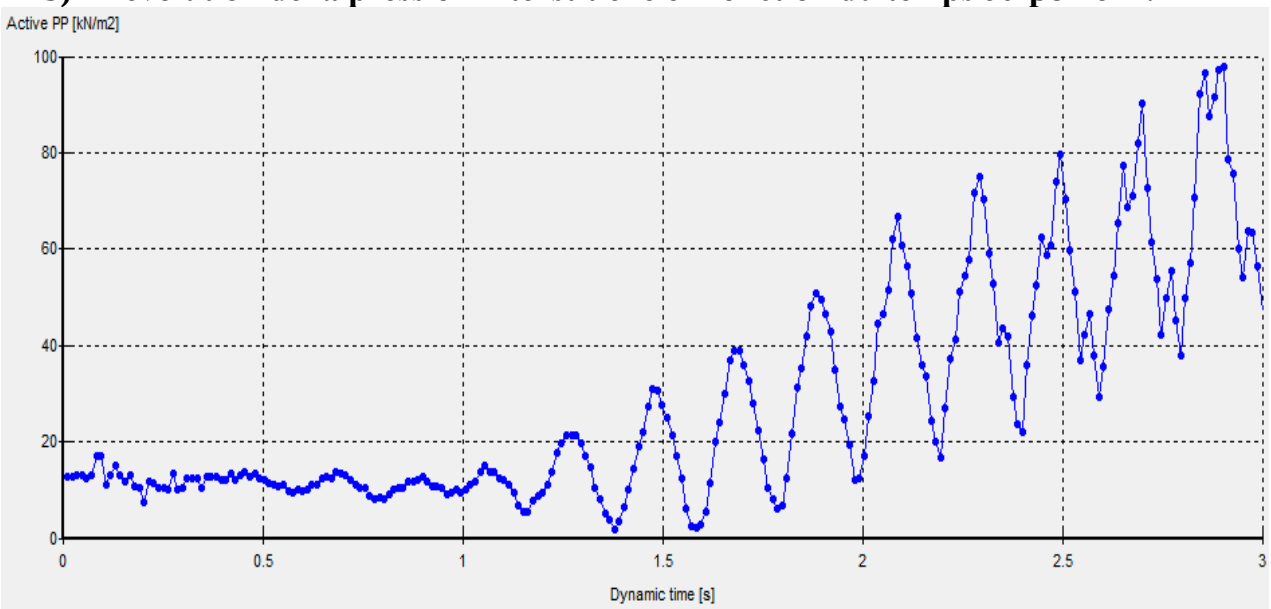


Fig.V.79 : Variation du la pression interstitielle en fonction de temps au point F.

La pression interstitielle de l'eau à cote de bâtiment était faible et constante pendant la première seconde et on remarque une augmentation de la pression interstitielle en fonction du temps avec une pression de 100Kn/m².

c) L'évolution de la pression interstitielle en fonction du temps au point D :

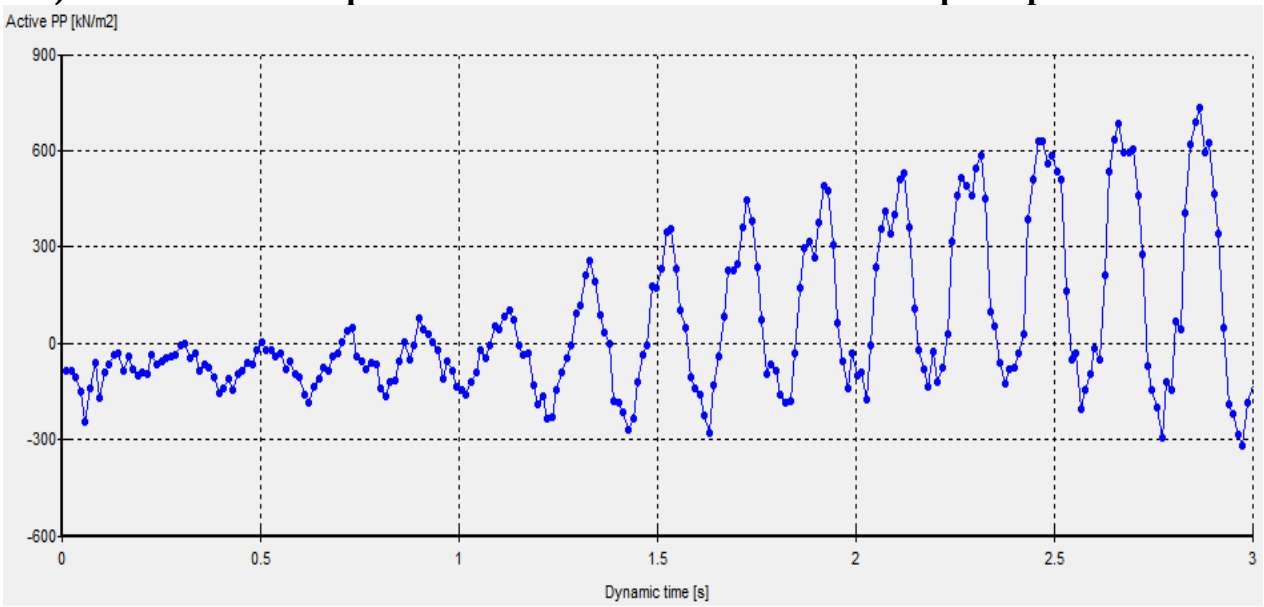


Fig.V.80 : Variation du la pression interstitielle en fonction de temps au point D.

La pression interstitielle d'eau sous le bâtiment a était faible et constante pendant la 1ère seconde et après on enregistre une augmentation mais elle est ondulaire jusqu'à 300KN/m².

Ondes de volumes :

V-8-5- Analyse et vérification de la stabilité du système sol-bâtiment en charge dynamique (onde de volume) pour le cas d'un Radier général:

V-8-5-1- Sous-programme (input) :

On garder la même construction de model, même condition hydraulique qui on a effectué dans le cas précèdent.

- **Construction du modèle :**

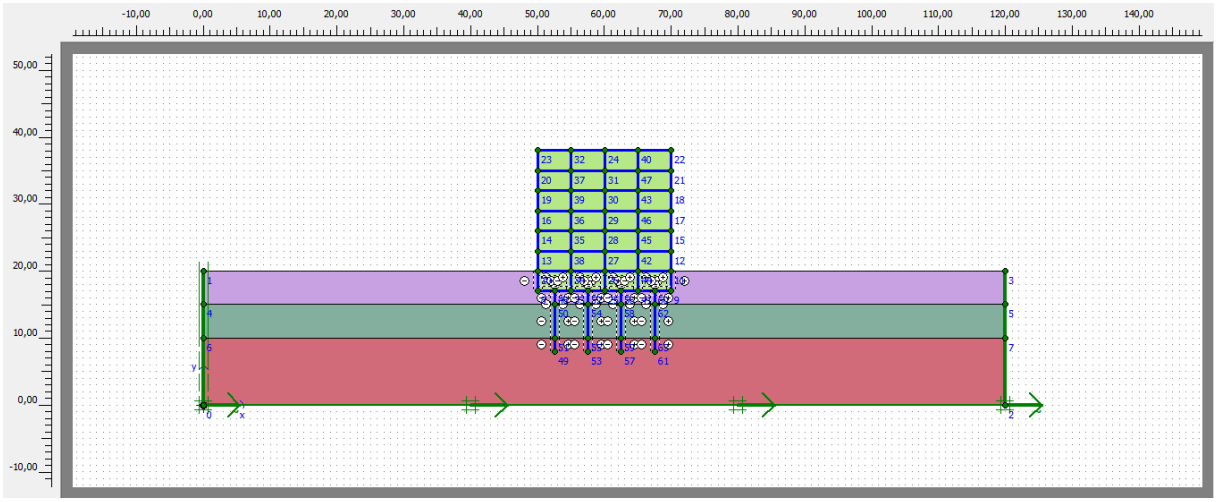


Fig.V.81 : limite géométrique du modèle choisi.

- **Conditions hydraulique :**

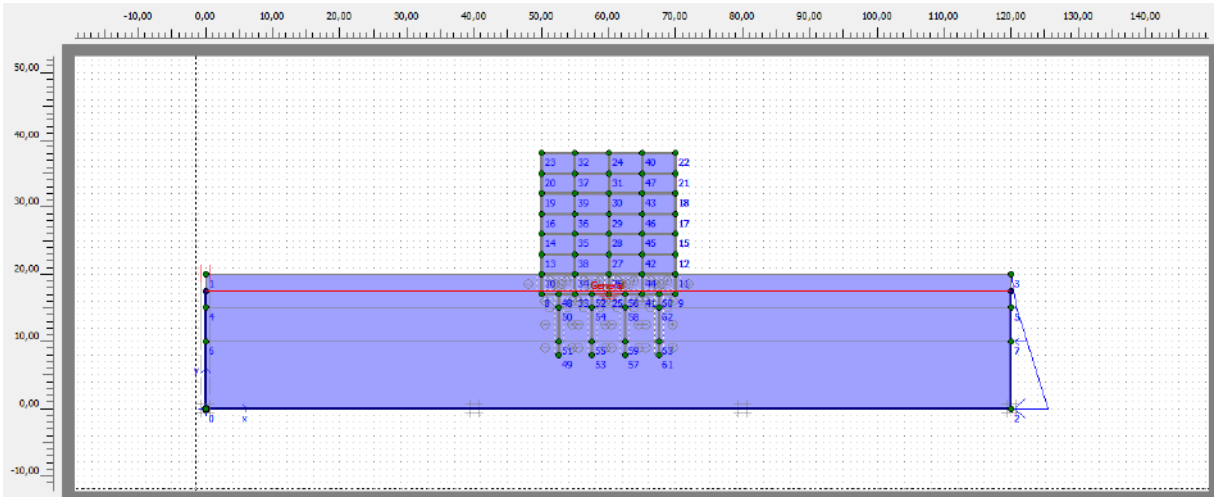


Fig. V.82 : activation de la nappe phréatique.

- **Génération de la pression interstitielle :**

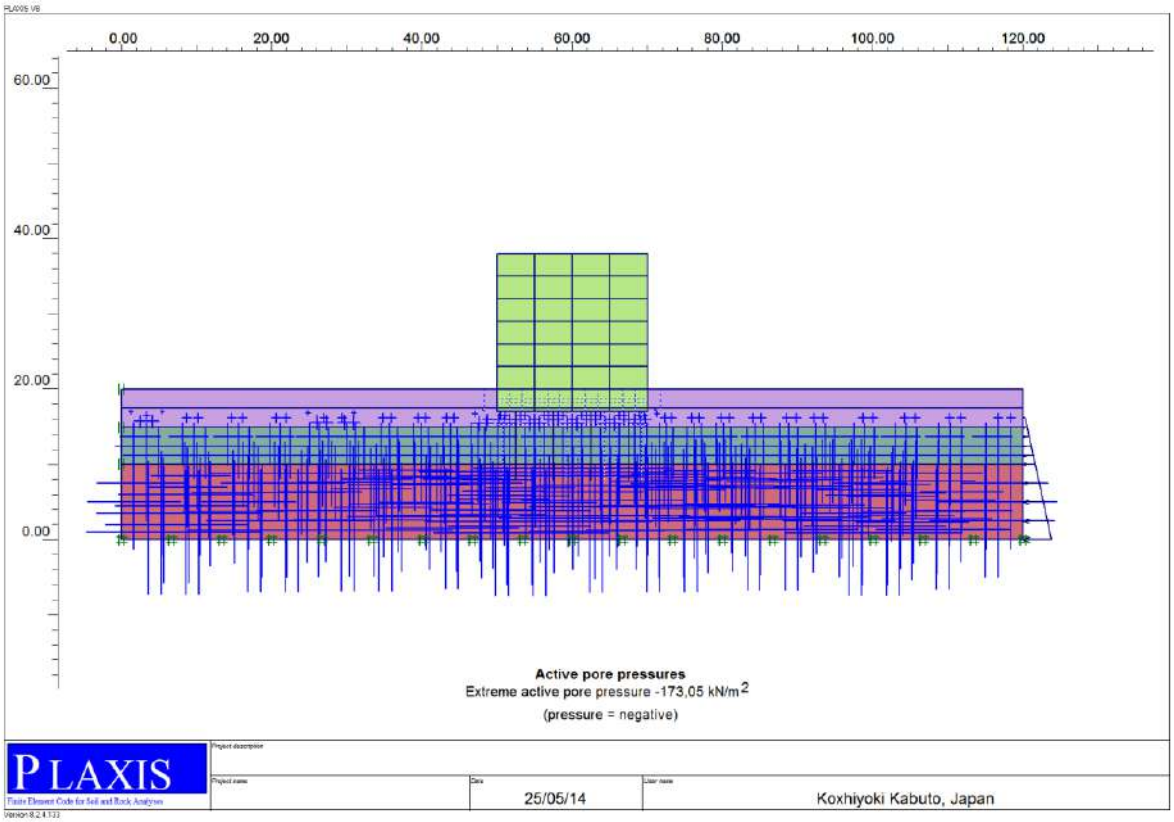


Fig. V.83 : Génération de la pression interstitielle :

- **Génération des contraintes effectives :**

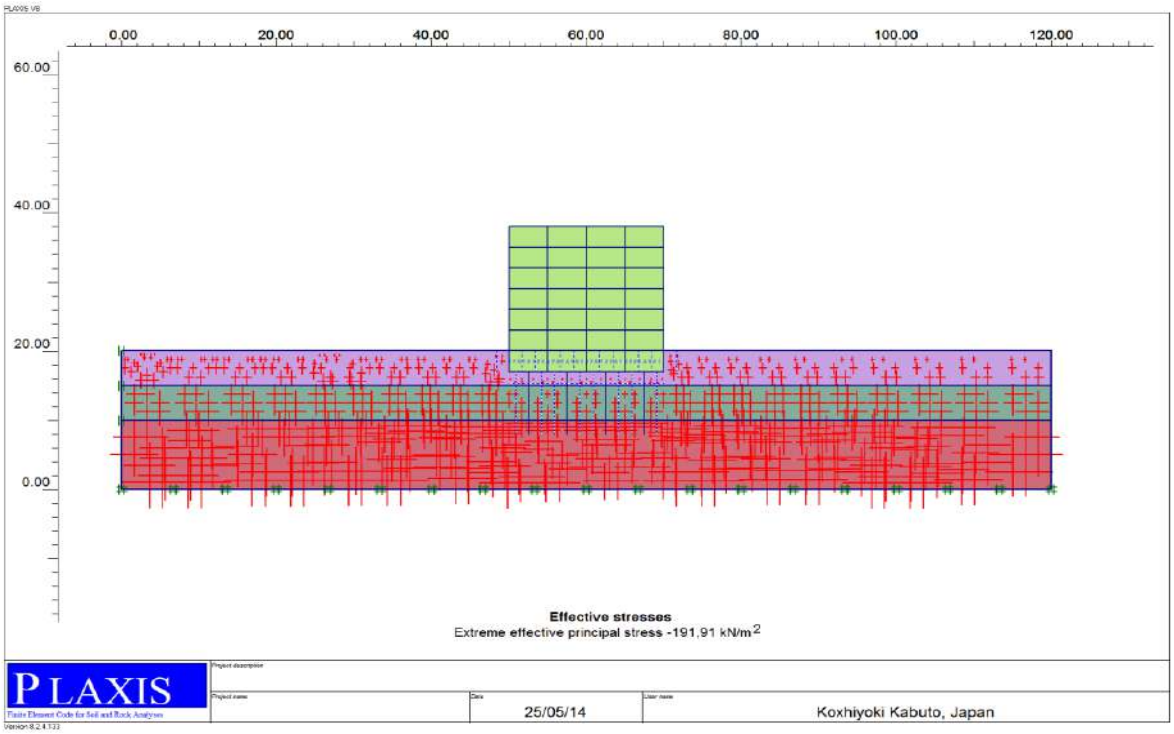


Fig. V.84 : Génération des contraintes effectives.

V-8-5-2- Sous-programme «Calculate » :

- **Création des phases de calculs :**

Nous allons créer deux phases dans cette application (fig.V.85):

a- Une phase plastique ;

b- Une phase de calcul dynamique.

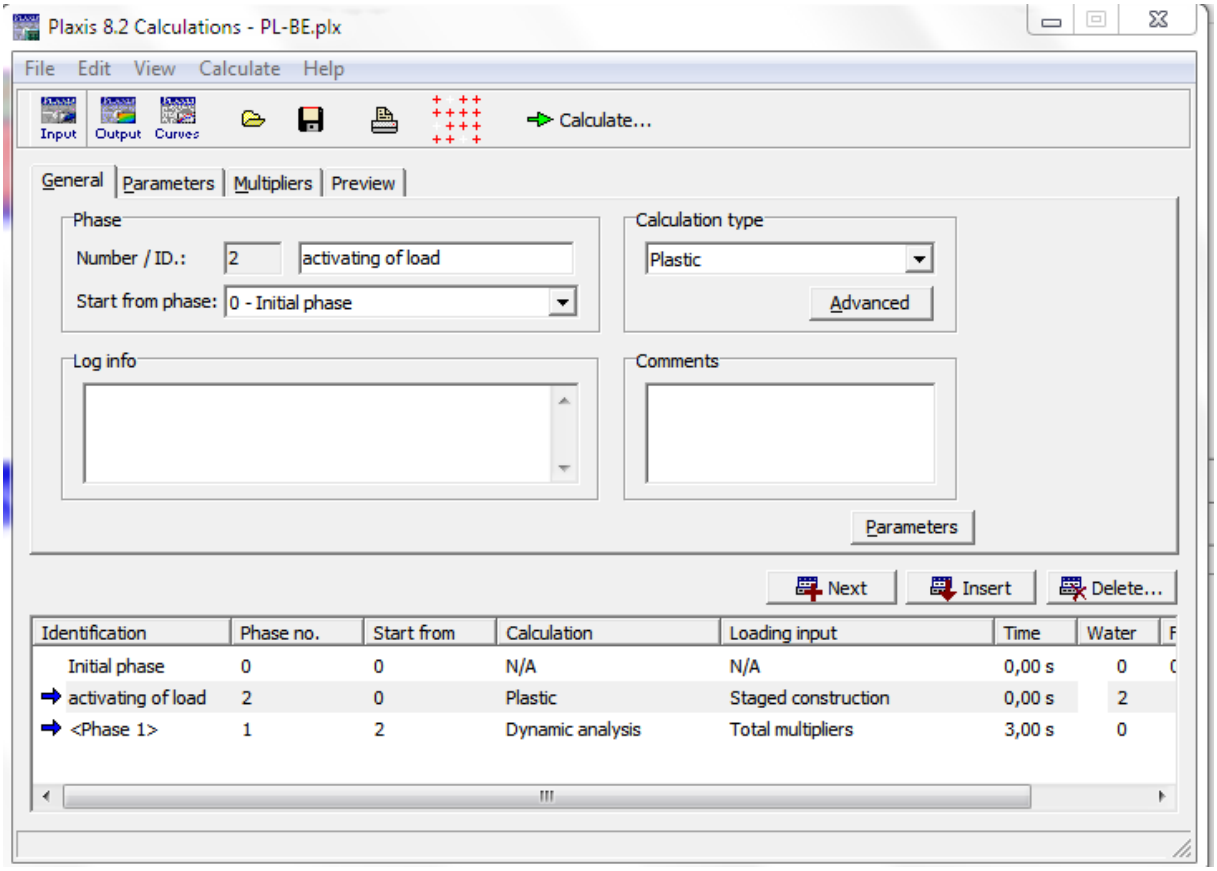


Fig.V.85 : Différentes phases de calcul.

a) Définition de la phase 1 (fig.V.86) :

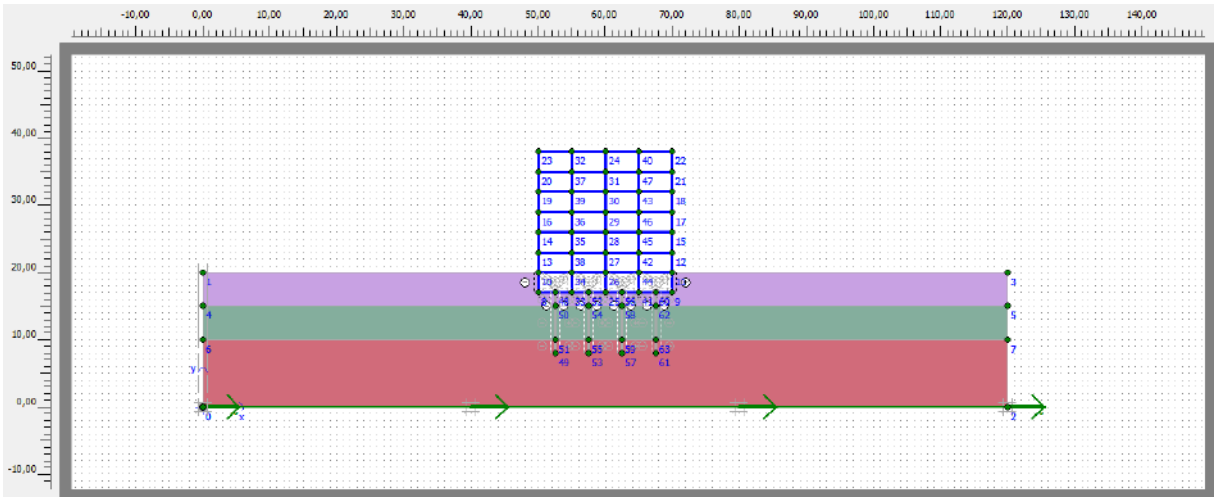


Fig.V.86 : définition de la phase1.

b) Définition de phase dynamique :

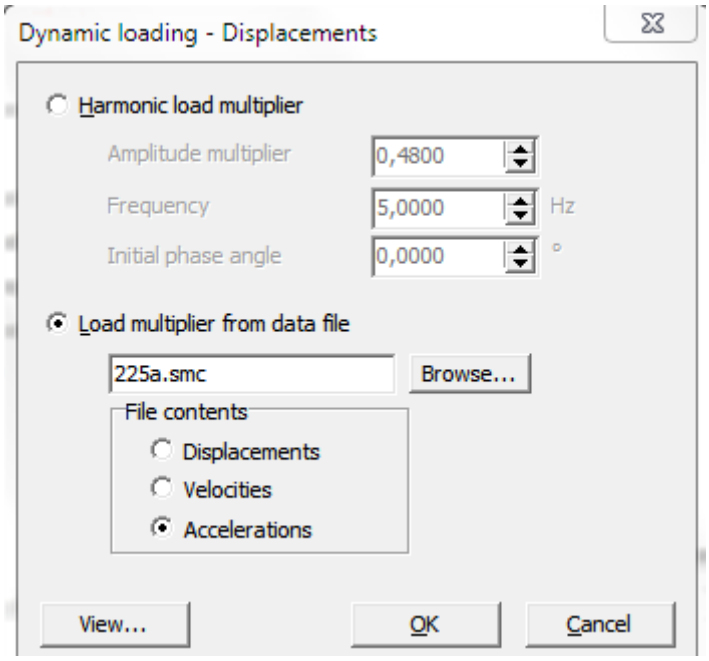


Fig.V.87: Importation de la charge dynamique.

- **Progression du calcul :**

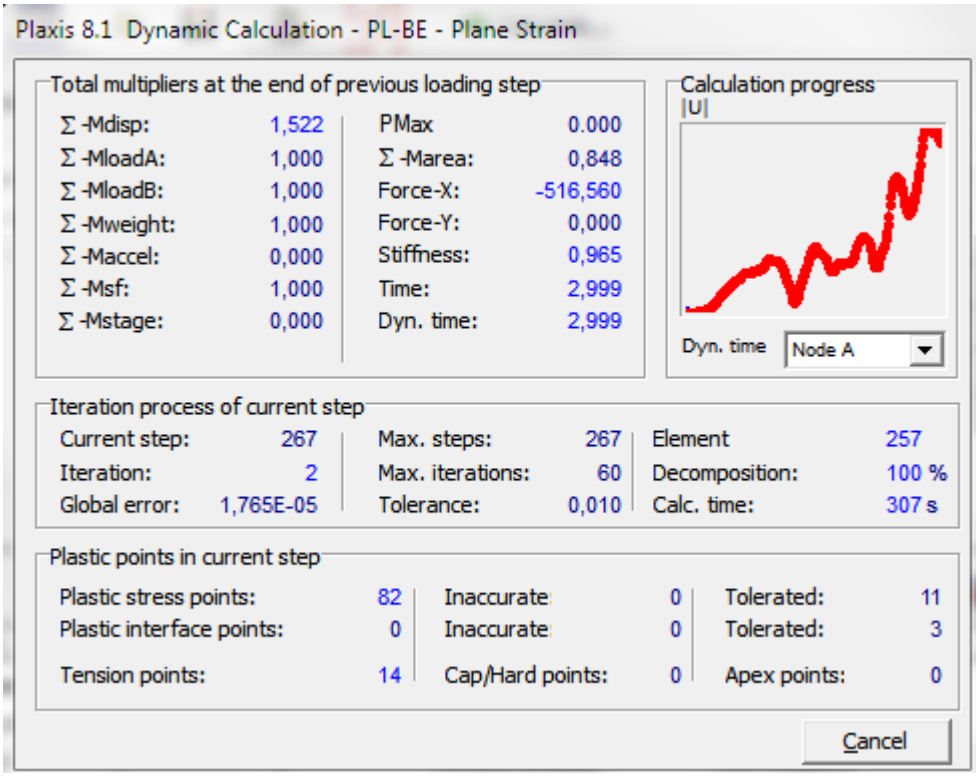


Fig.V.88: progression de calcul.

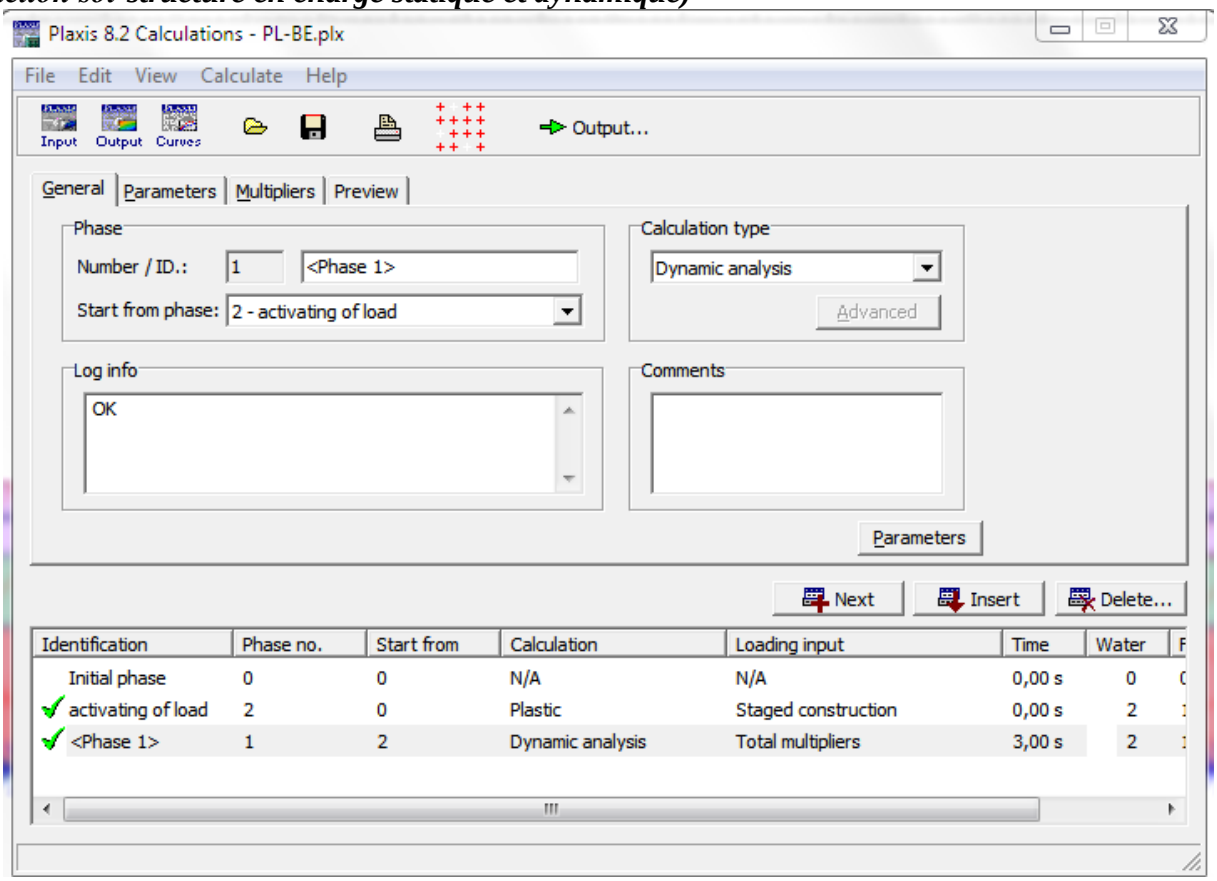


Fig.V.89: résultats montrant la réussite des deux phases de calculs qui s'affichent en couleur verte

V-8-5-3- Sous-programme « Output » :

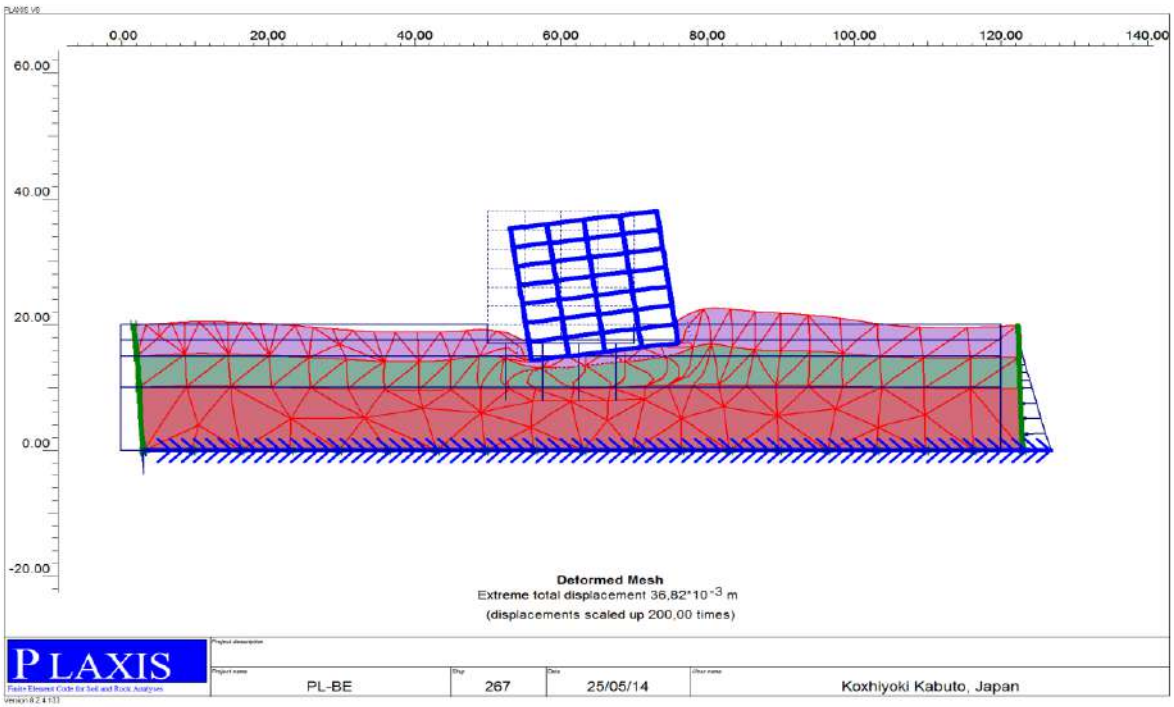


Fig.V.90 : Déformation du modèle.

- **Degré de saturation et les points plastiques:**
  - **degré de saturation :**

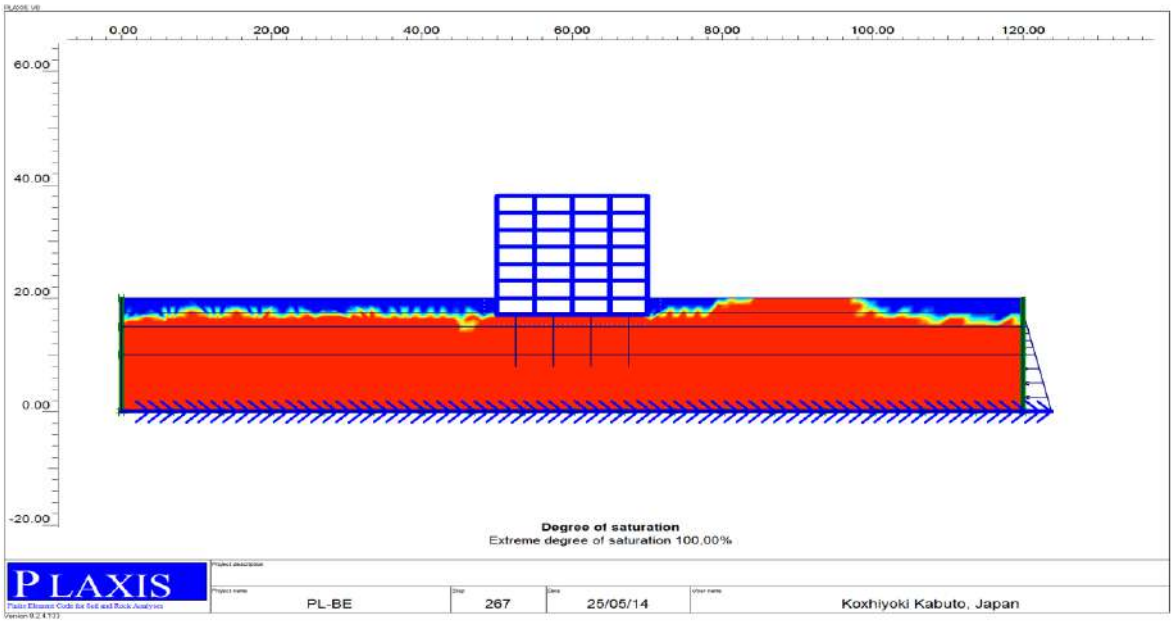


Fig.V.91 : degré de saturation.

- **La distribution des points plastiques :**

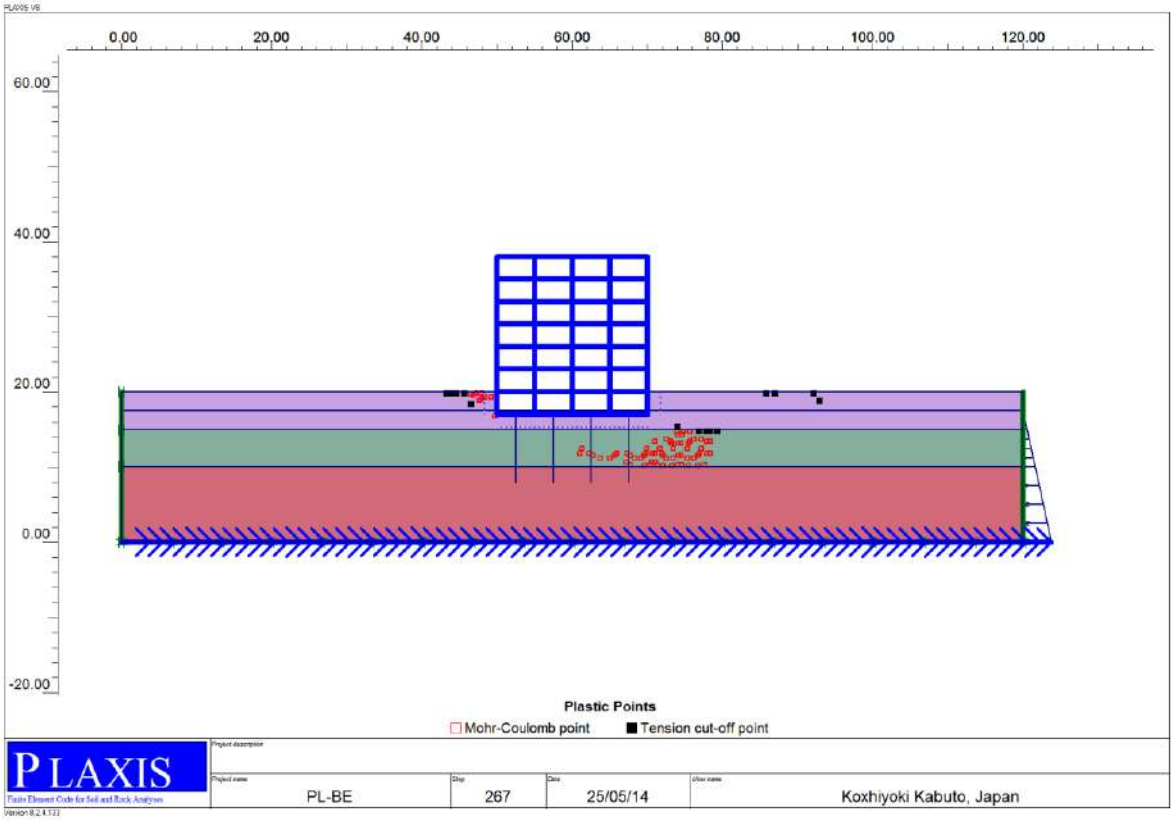


Fig.V.92 : la distribution des points plastiques.

- **Déplacements engendrés :**
  - **Déplacements totaux (DT):**

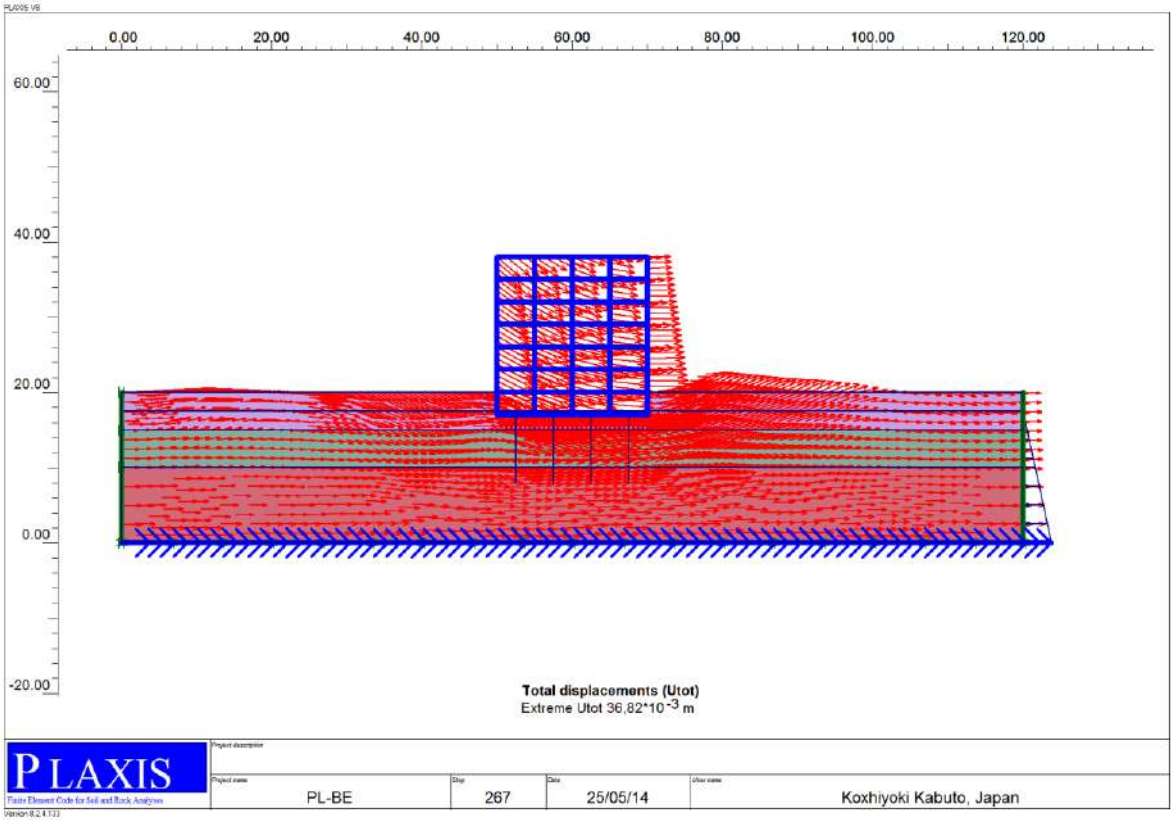


Fig.V.93 : Déplacement total engendré dans le modèle.

  - **Déplacement verticale :**

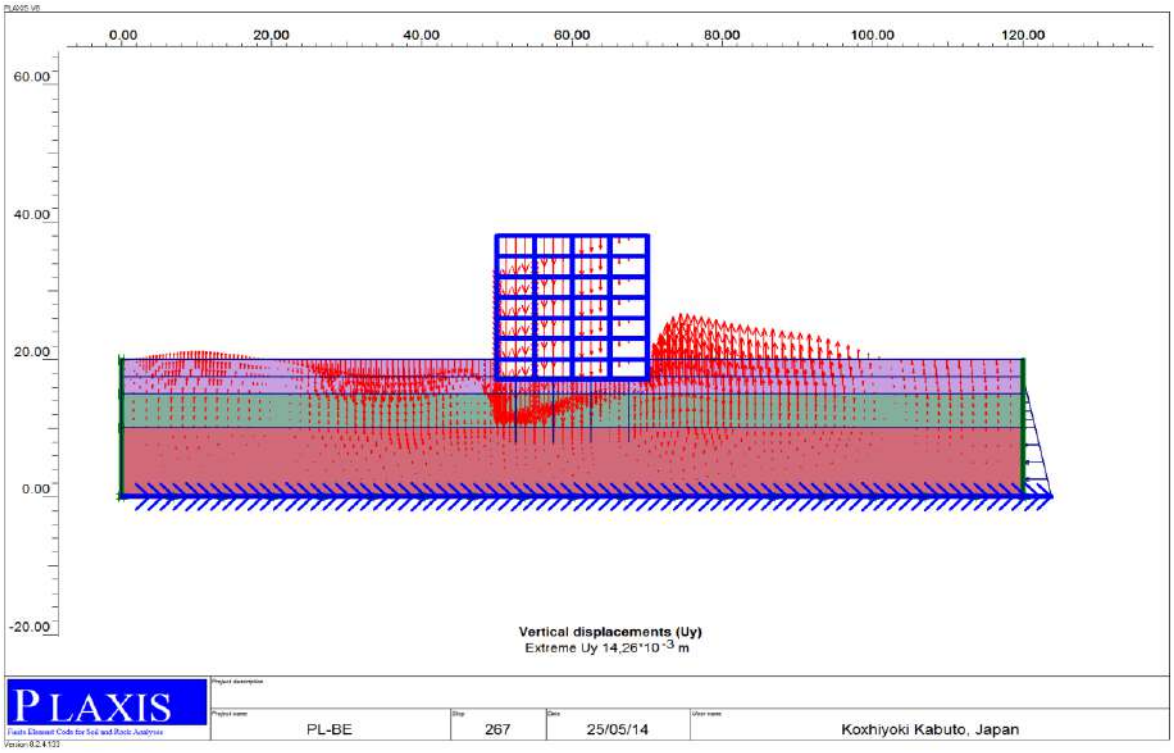


Fig.V.94 : Déplacement vertical engendré dans le modèle.

- **Déplacement horizontale :**

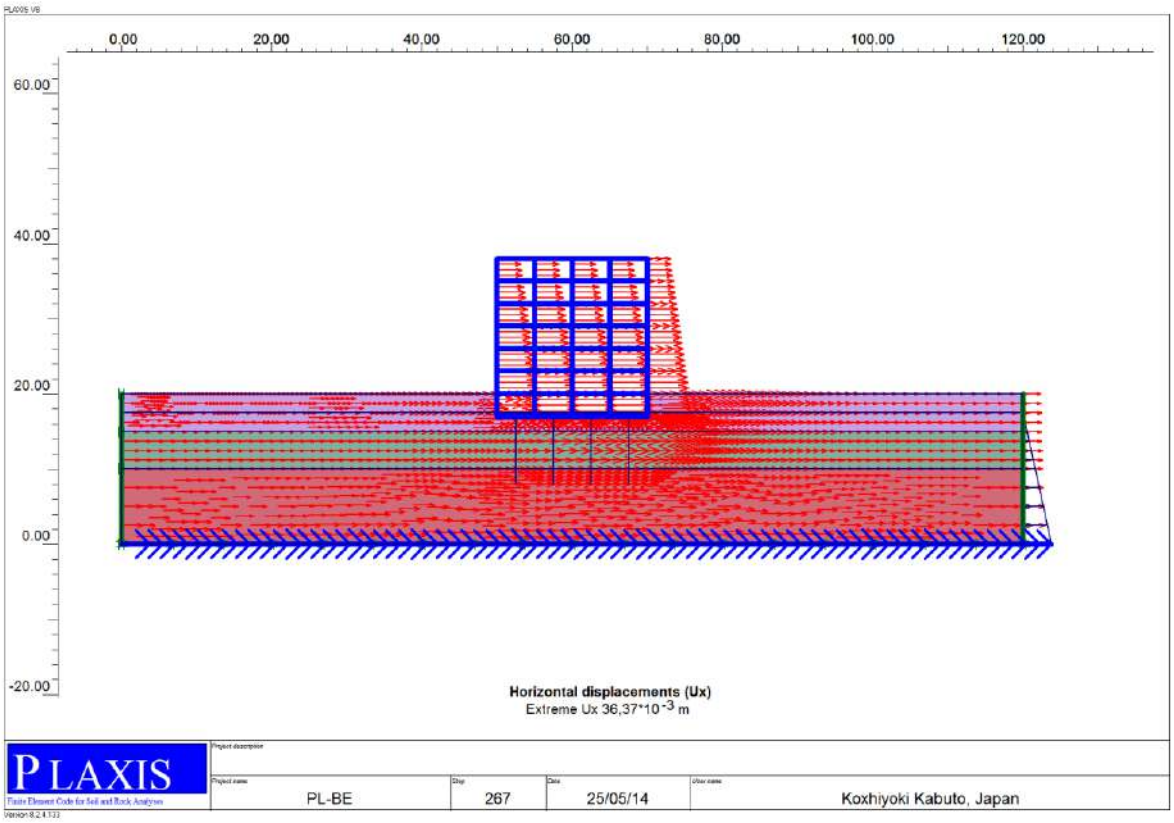


Fig.V.95 : Déplacement horizontal engendré dans le modèle.

Tableau.V.7 : résumant les différents types de déplacements engendrés :

DT (cm)	DV (cm)	DH (cm)
3,682	1,426	3,637

- **Evolution des déplacements :**
  a) Coupe (I.a) Entre 0 et 2.5m :

a-1- déplacement total :

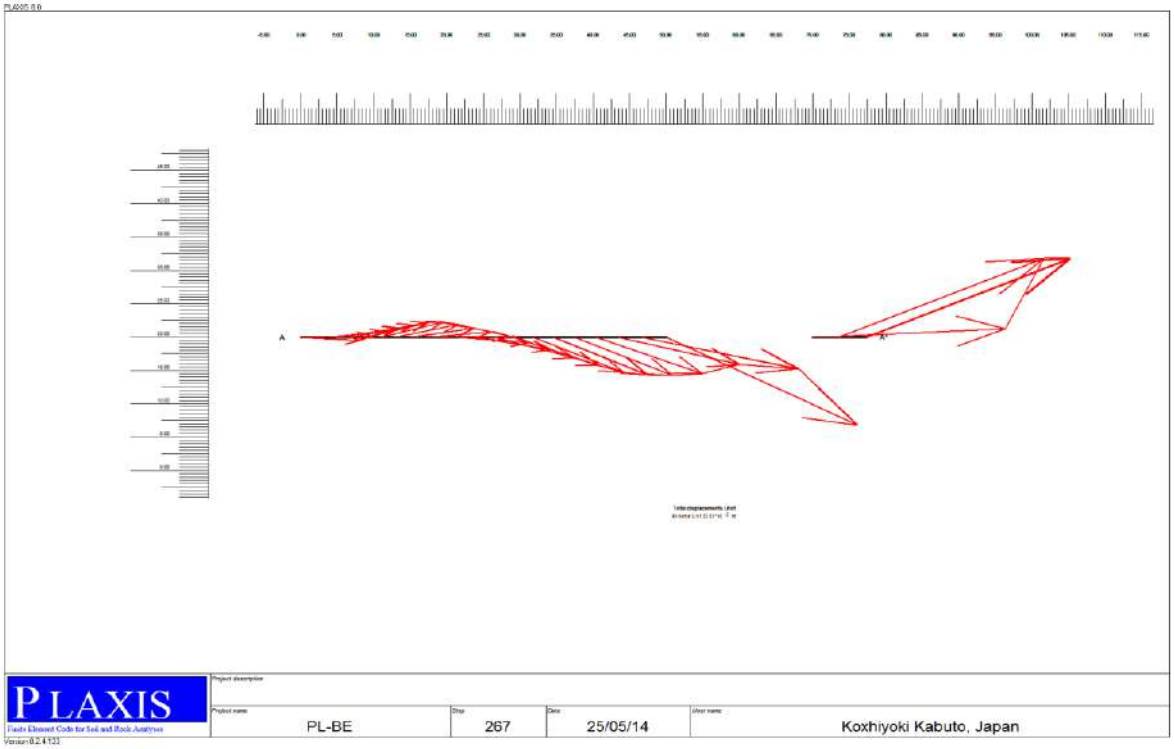


Fig.V.96 : Vue en coupe d'un déplacement total en unité (I.a).

a-2- déplacement verticale :

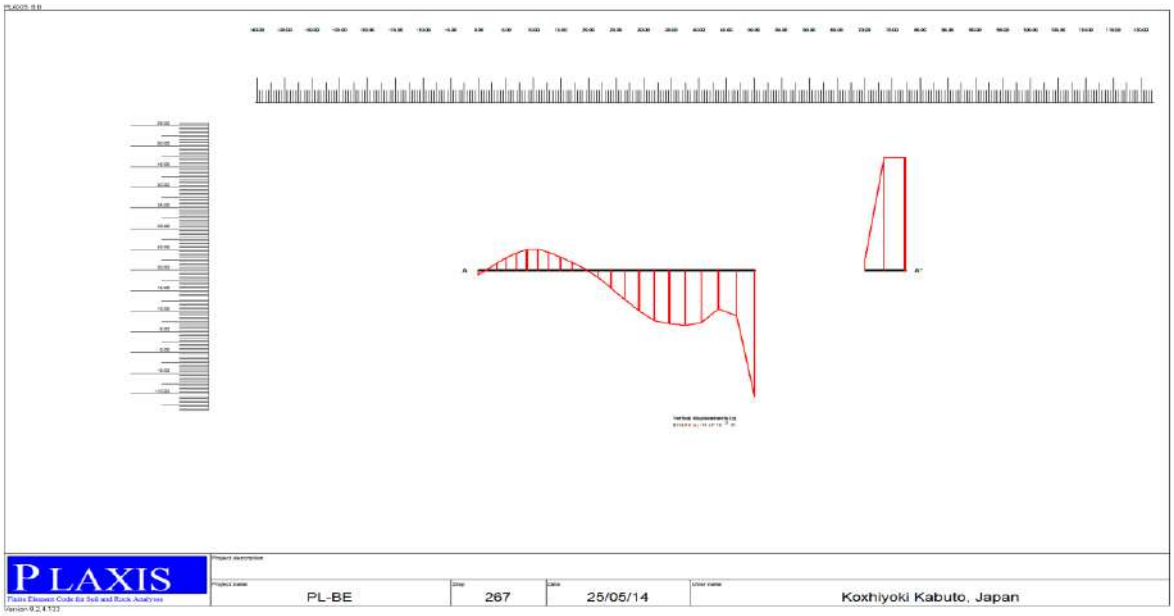


Fig.V.97 : Vue en coupe d'un déplacement vertical en unité (I.a).

a-3- déplacement horizontale :

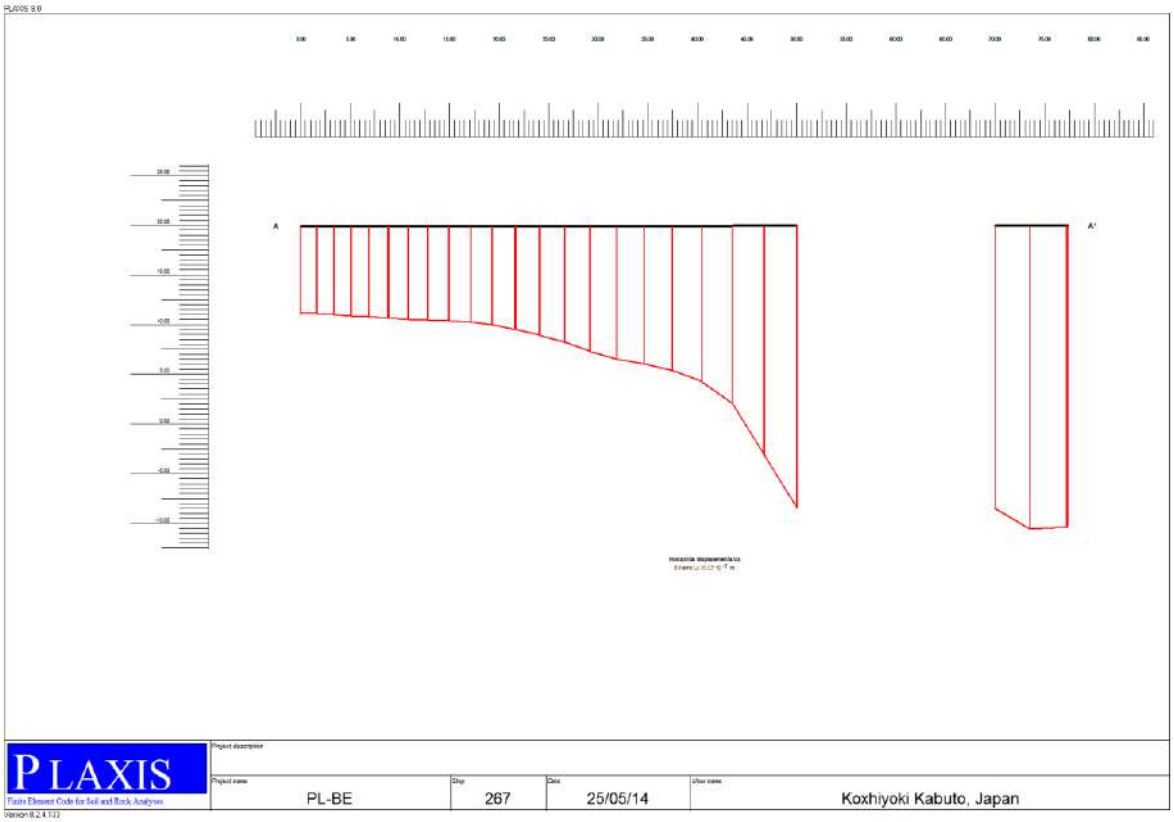


Fig.V.98: Vue en coupe d'un déplacement horizontal en unité (I.a).

b) Coupe (I.b) Entre 2.5 et 5m :

b-1- Déplacement totale :

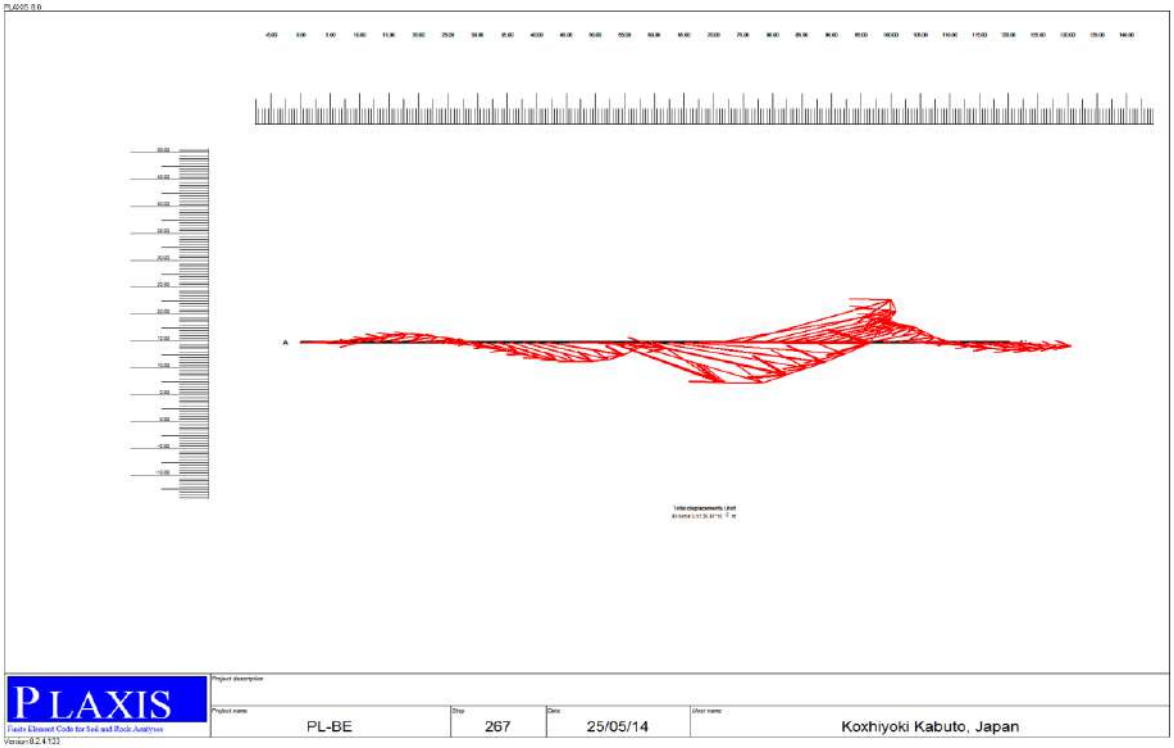


Fig.V.99 : Vue en coupe d'un déplacement total en unité (I.b).

b-2- Déplacement verticale :

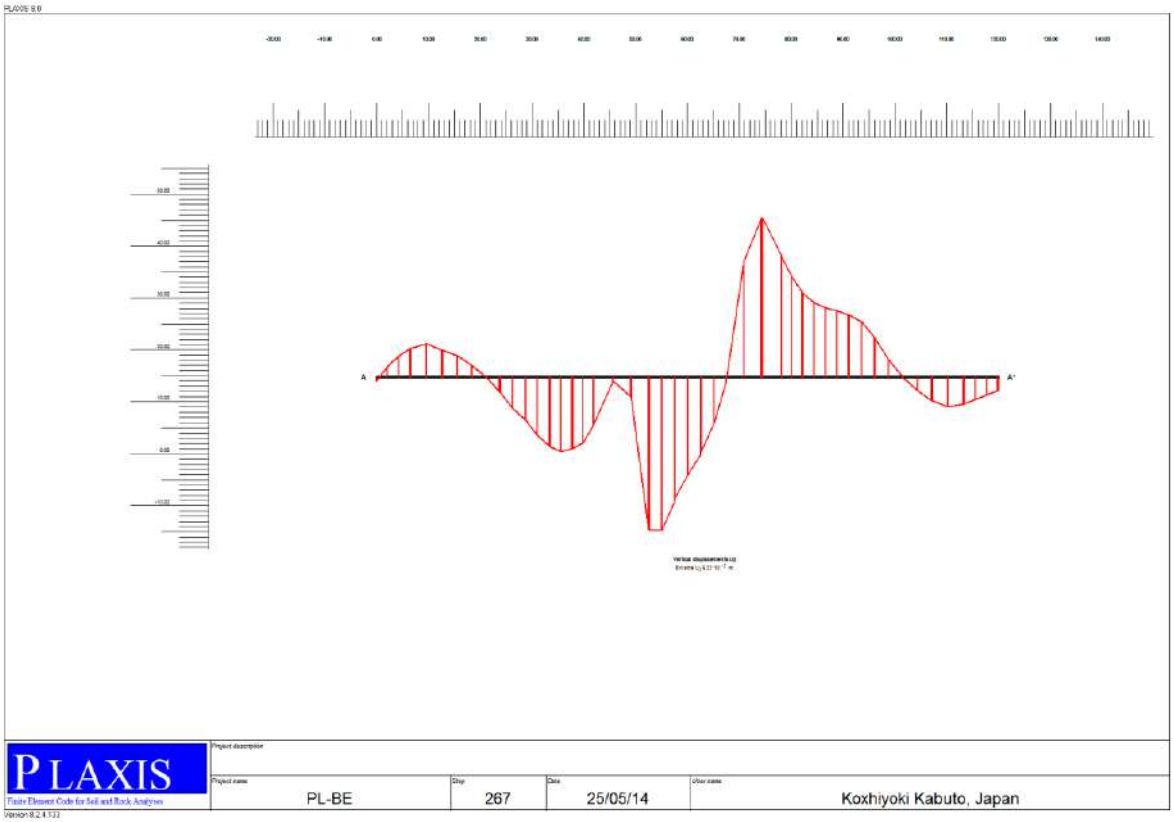


Fig.V.100 : Vue en coupe d'un déplacement vertical en unité (I.b).

b-3- Déplacement horizontale :

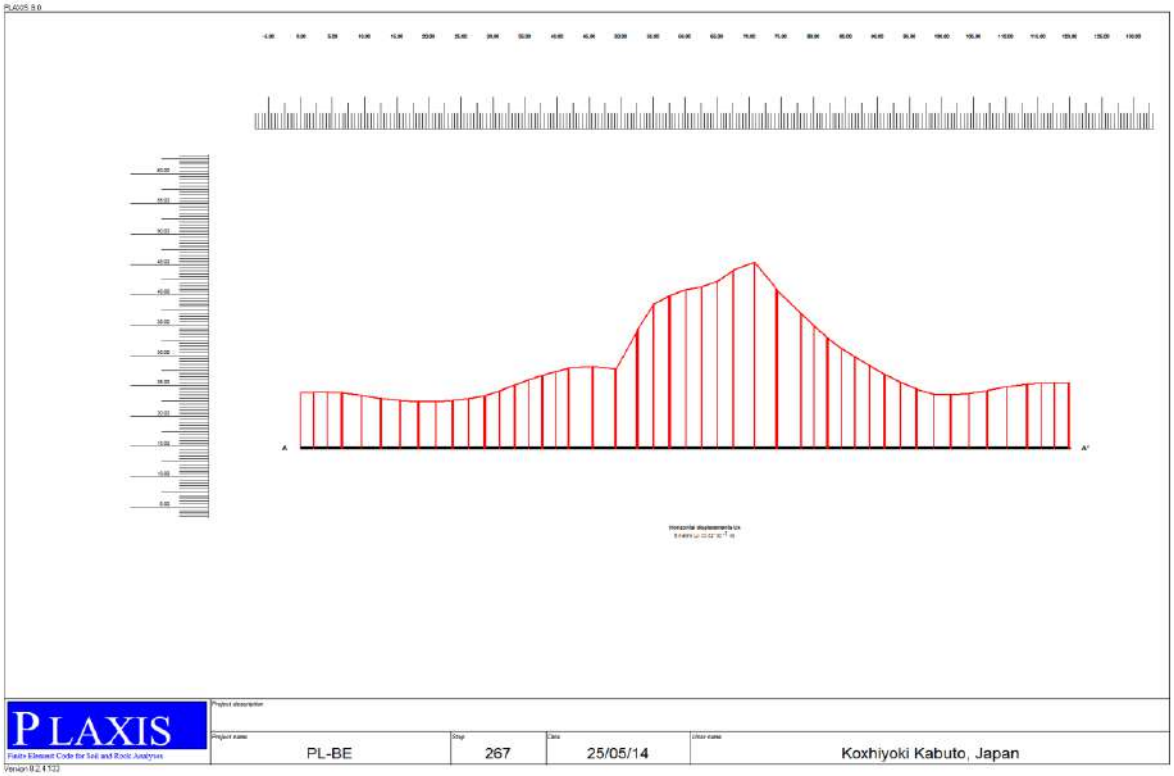


Fig.V.101 : Vue en coupe d'un déplacement horizontal en unité (I.b).

c) Coupe (II) Entre 5 et 10 m :

c-1- déplacement totale :

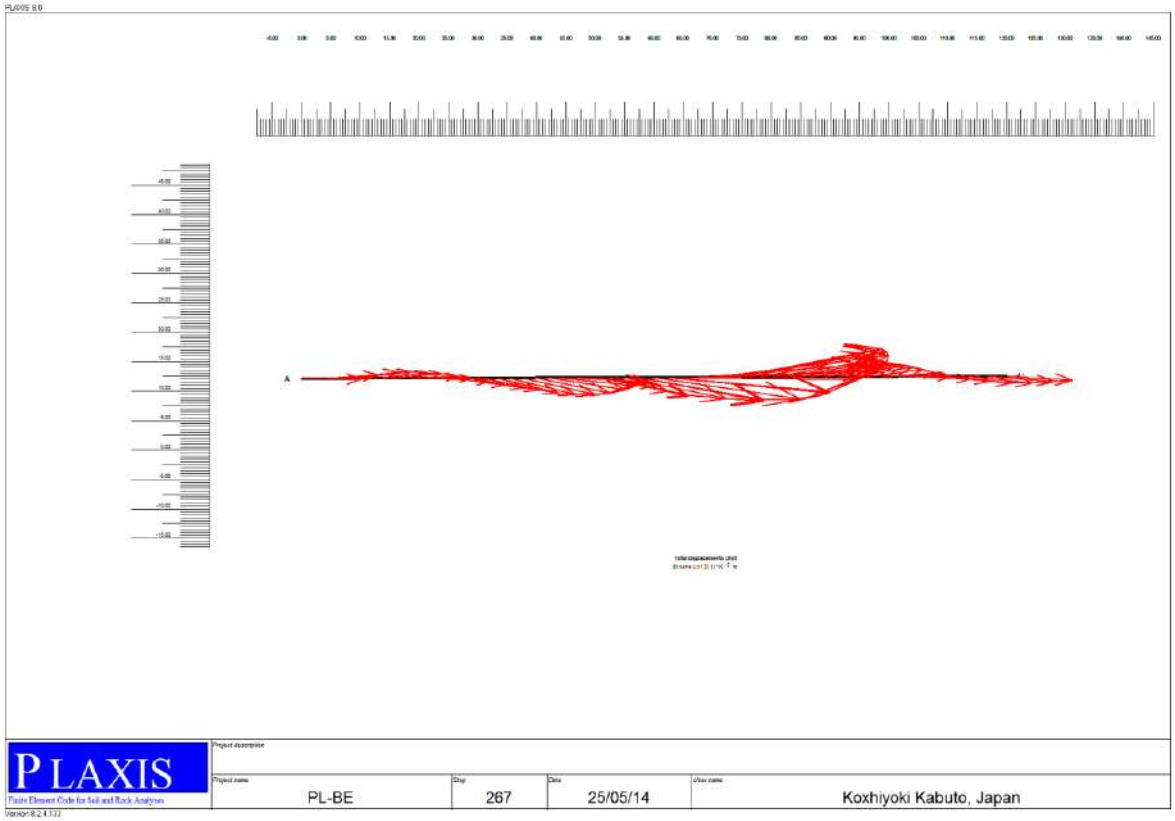


Fig.V.102 : Vue en coupe d'un déplacement total en unité (II).

c-2- Déplacement verticale :

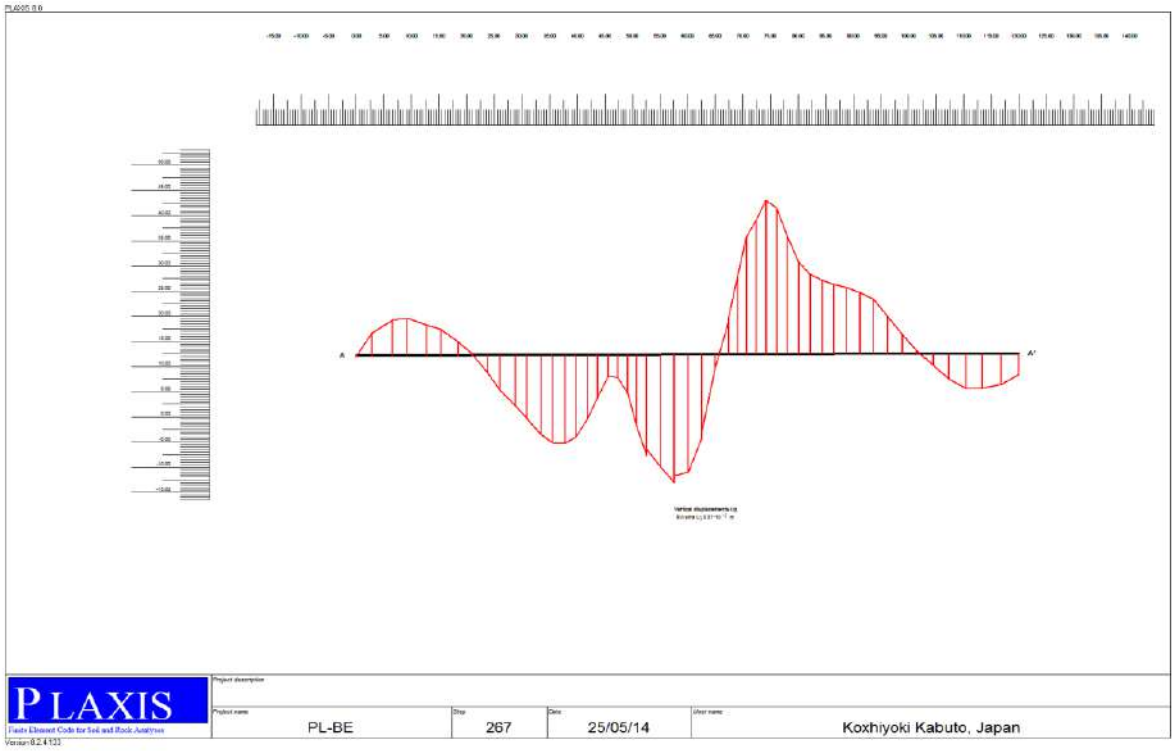


Fig.V.103 : Vue en coupe d'un déplacement vertical en unité (II).

c-3- Déplacement horizontale :

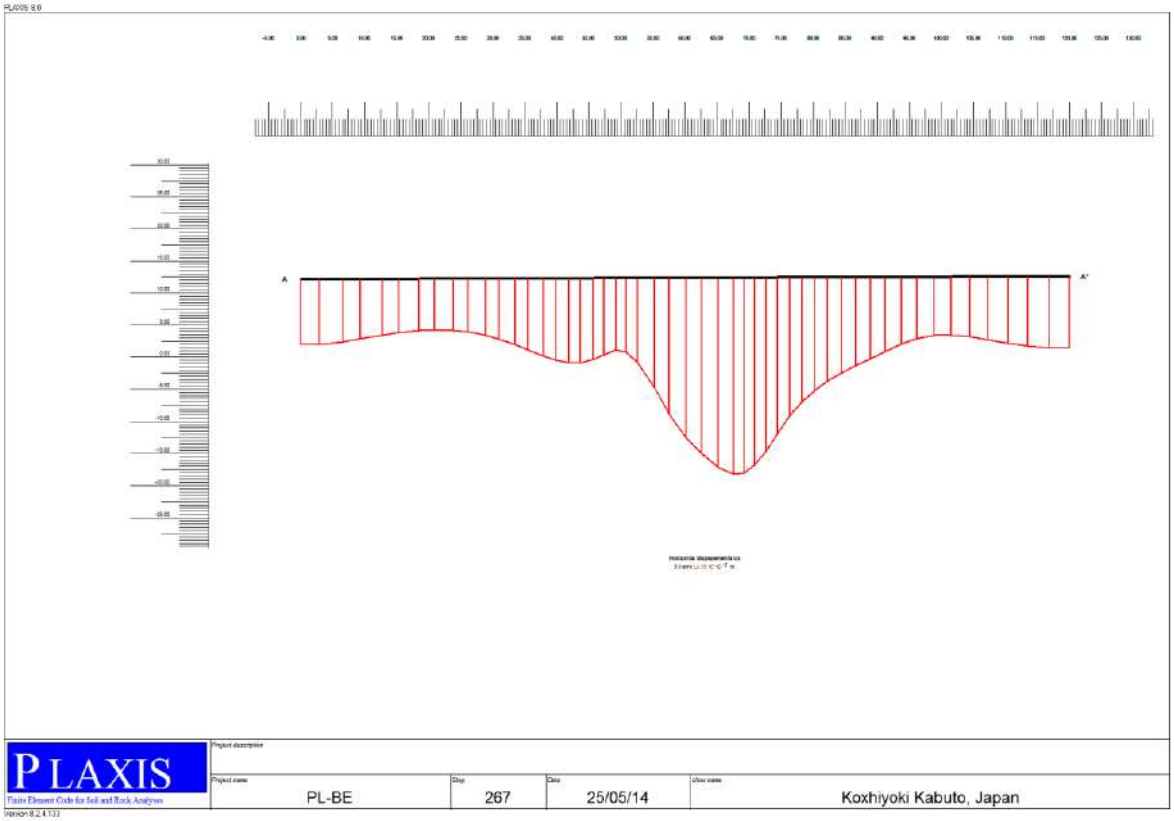


Fig.V.104 : Vue en coupe d'un déplacement horizontal en unité (II).

d) Coupe (II.a) Entre 10 et 15 m :

d-1- déplacement totale :

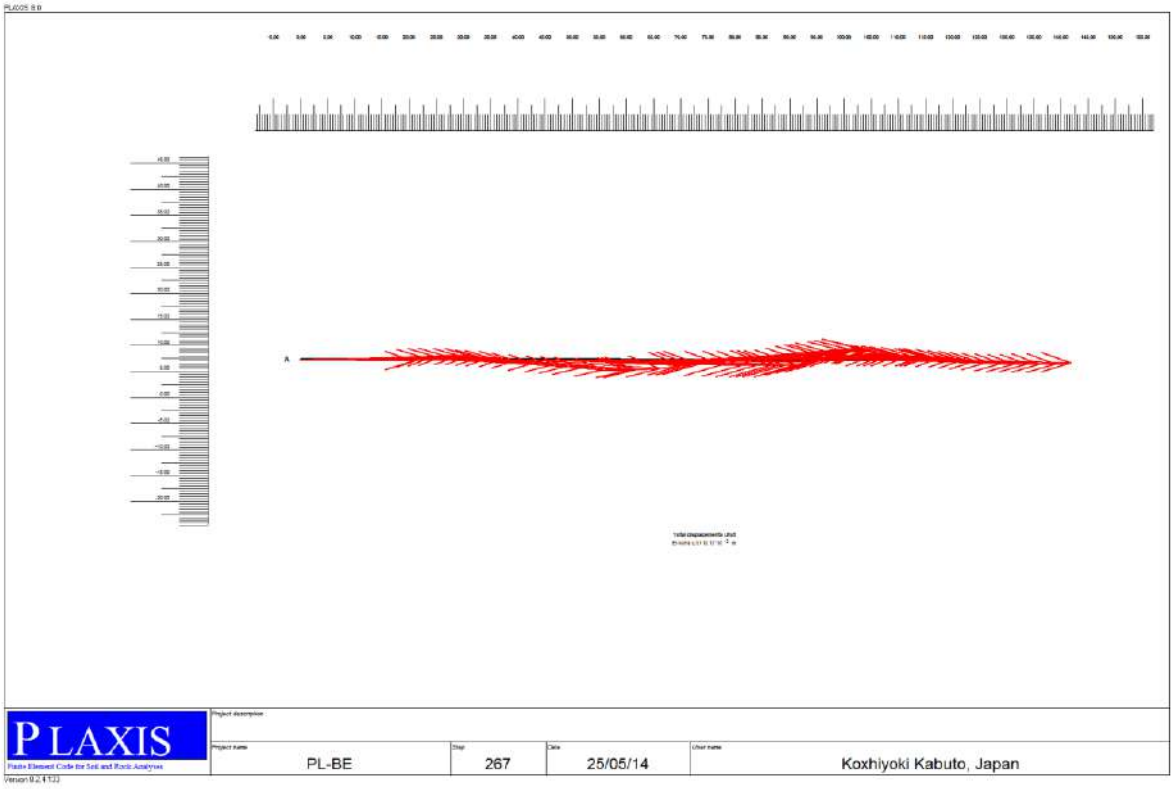


Fig.V.105 : Vue en coupe d'un déplacement totale en unité (III.a).

d-2- déplacement verticale :

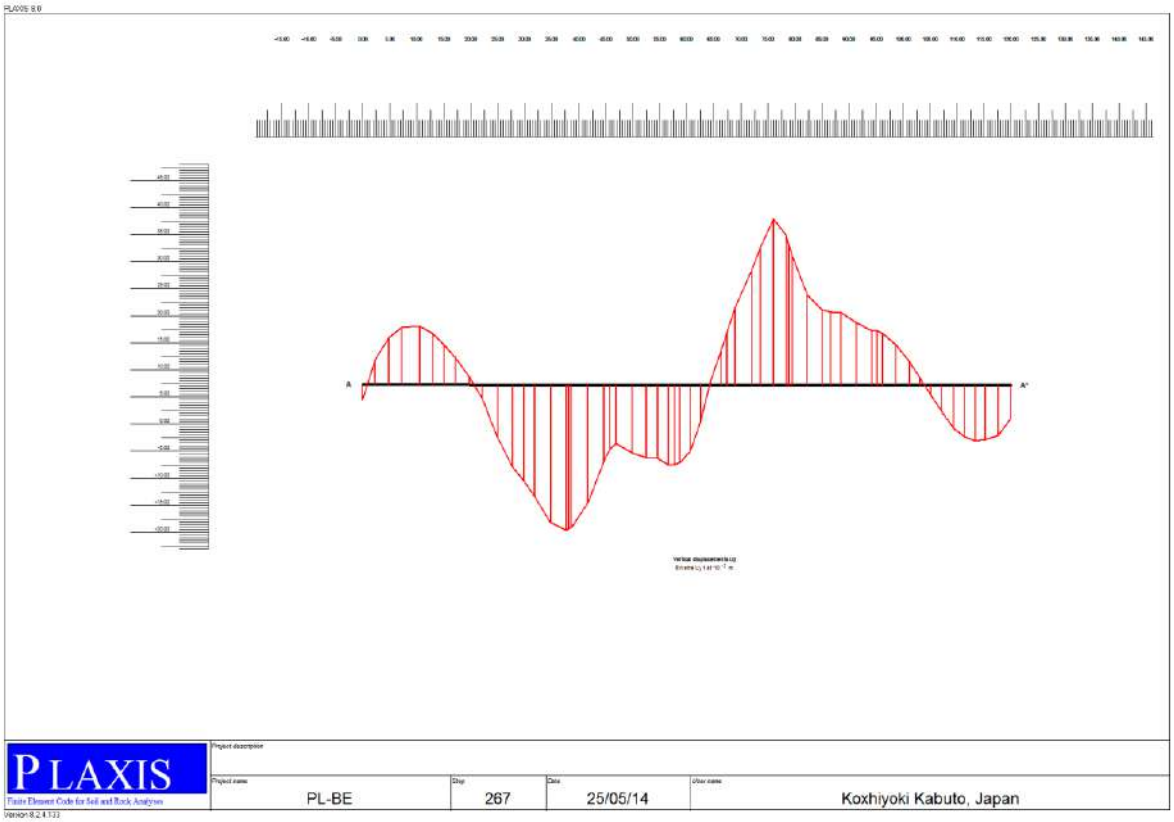


Fig.V.106 : Vue en coupe d'un déplacement vertical en unité (III.a).

d-3- déplacement horizontale :

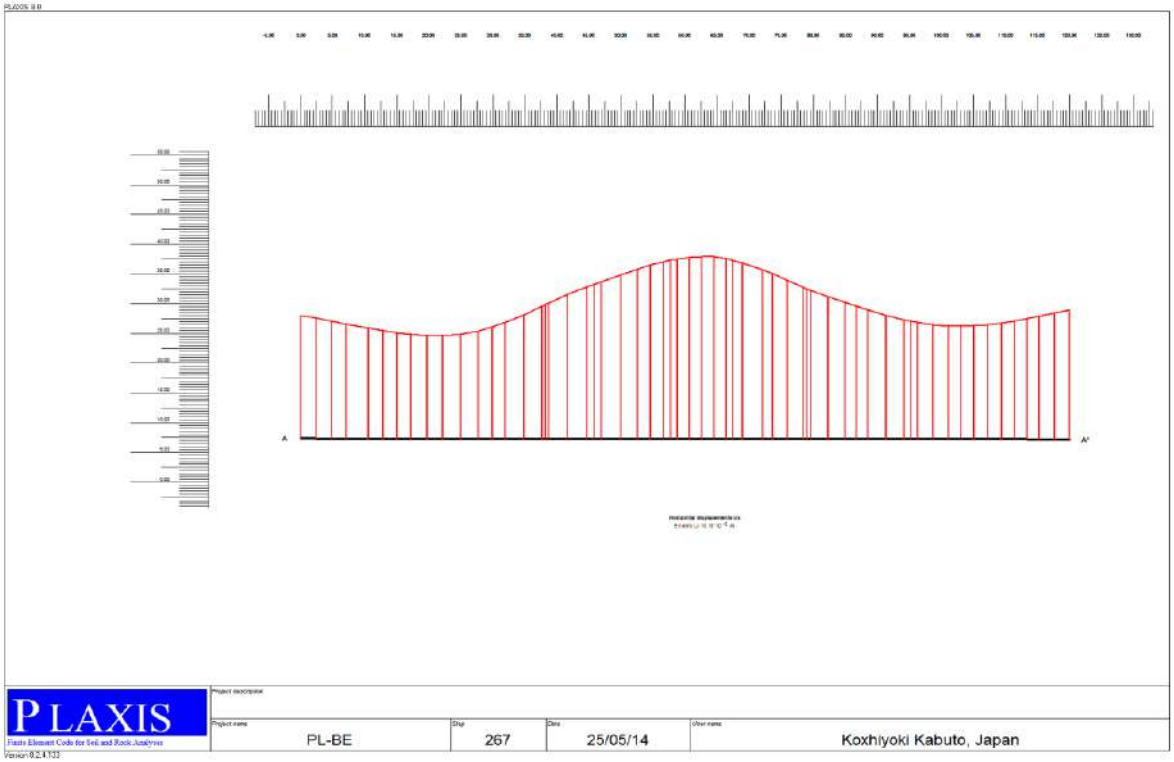


Fig.V.107 : Vue en coupe d'un déplacement horizontal en unité (III.a).

e) Coupe (III.b) Entre 15 et 20 m :

e-1- déplacement totale :

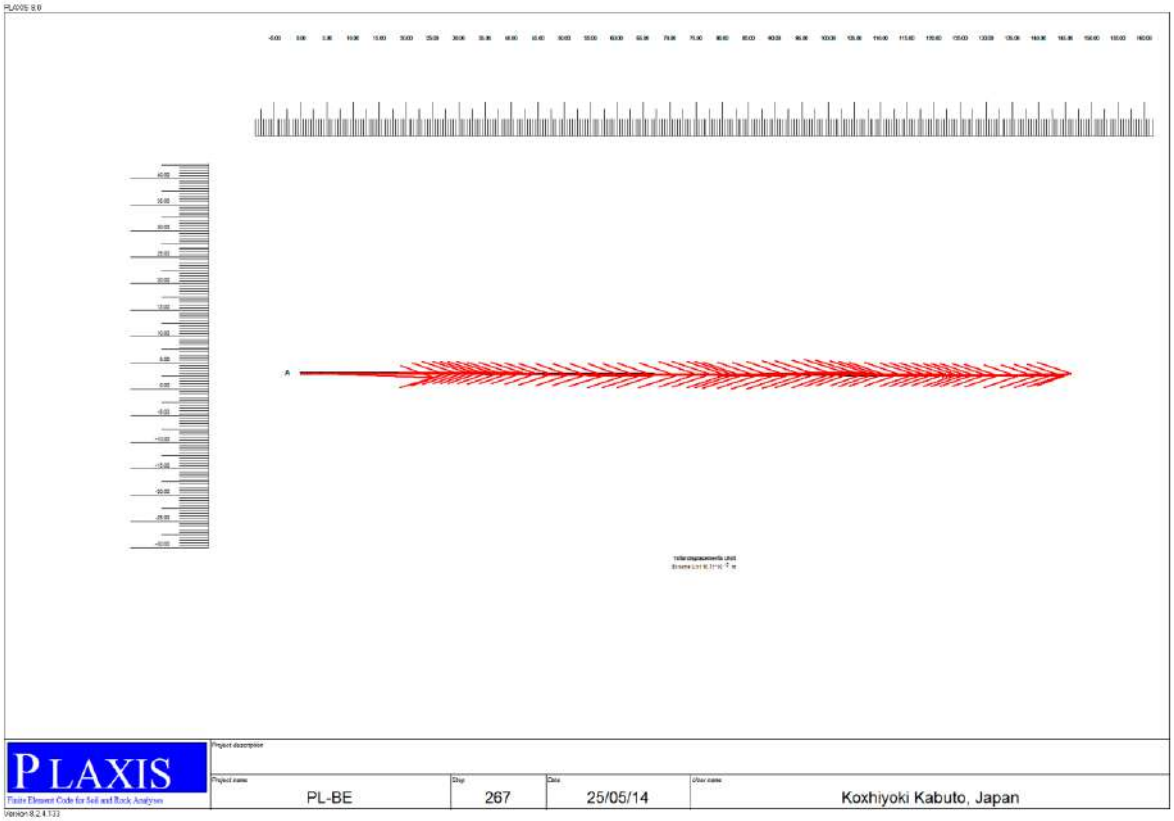


Fig.V.108 : Vue en coupe d'un déplacement vertical en unité (III.b).

e-2- déplacement verticale :

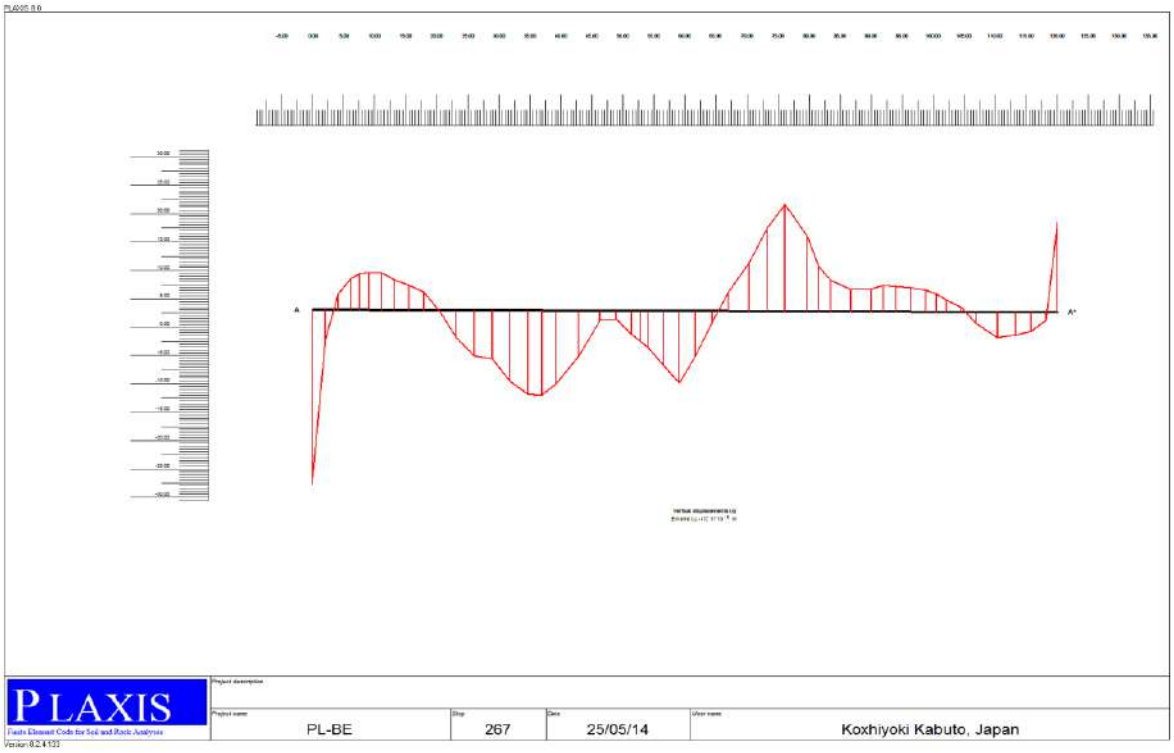


Fig.V.109 : Vue en coupe d'un déplacement vertical en unité (III.b).

e-3- déplacement horizontale :

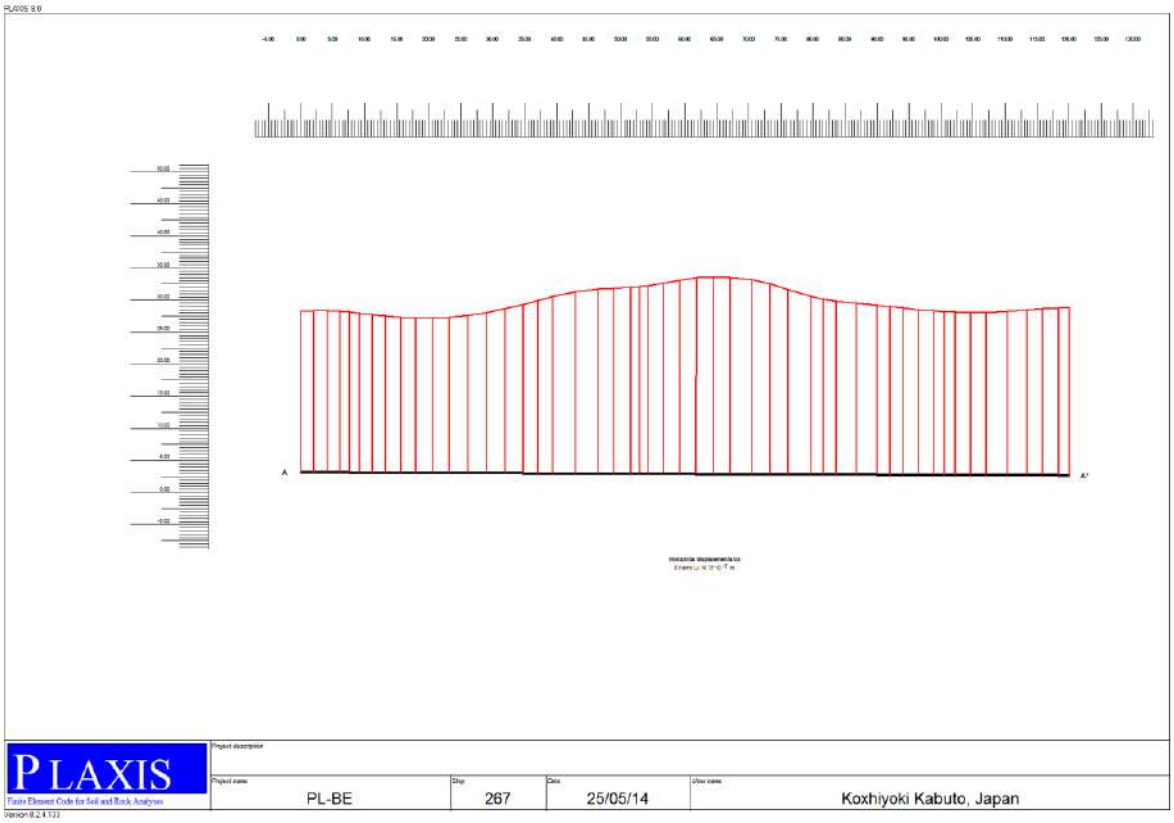


Fig.V.110 : Vue en coupe d'un déplacement horizontal en unité (III.b).

Tableau.V.8 : résumant les différents types de déformations en fonction de la profondeur :

Coupes	(I.a)	(I.b)	(II)	(III.a)	(III.b)
Position de la coupe	Entre 0 et 2.5m	Entre 2.5 et 5m	Entre 5 et 10m	Entre 10 et 15m	Entre 15 et 20m
Déplacement vertical (cm)	-1,429	-1,390	0,501	0,141	1,65
Déplacement Horizontal (cm)	3,033	3,357	3,476	1,911	0,044
Déplacement Total (cm)	3,294	3,56	3,478	1,911	1,65

- **Evolution de l'accélération :**

a) Accélération totale :

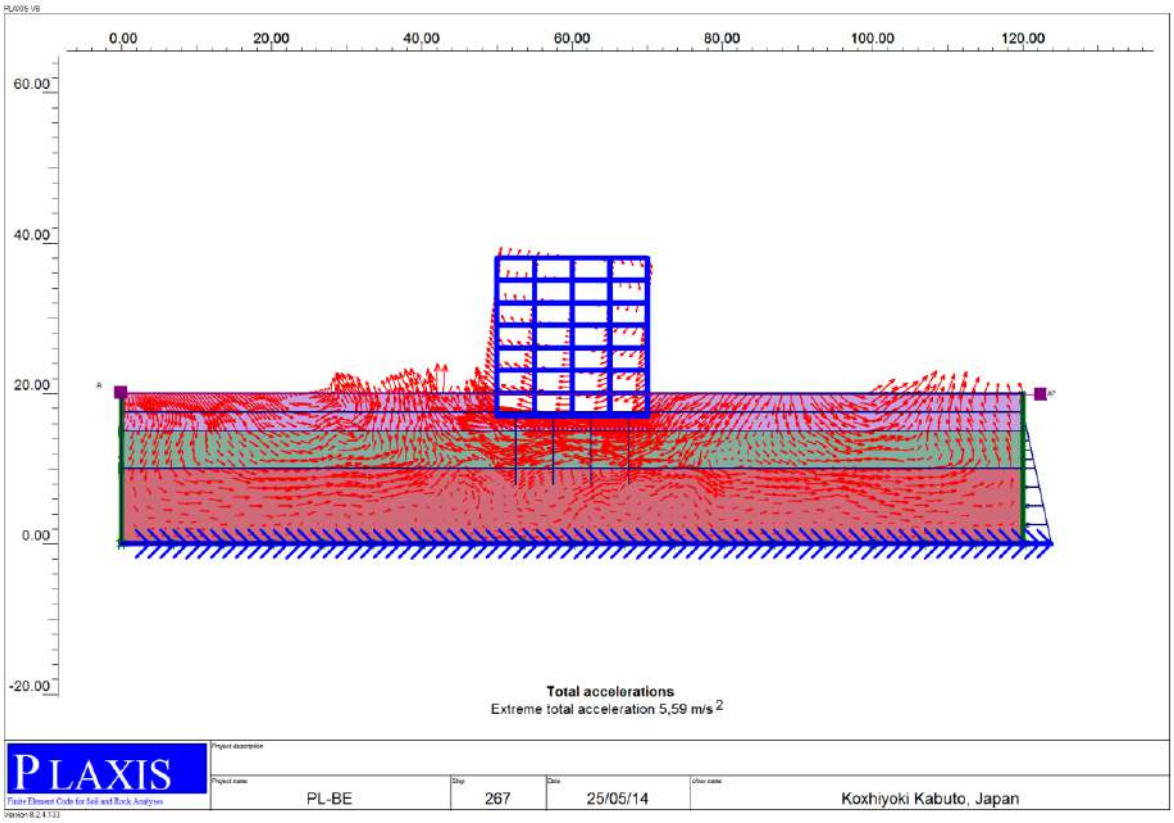


Fig.V.111 : accélération total engendré dans le modèle.

b) Accélération verticale :

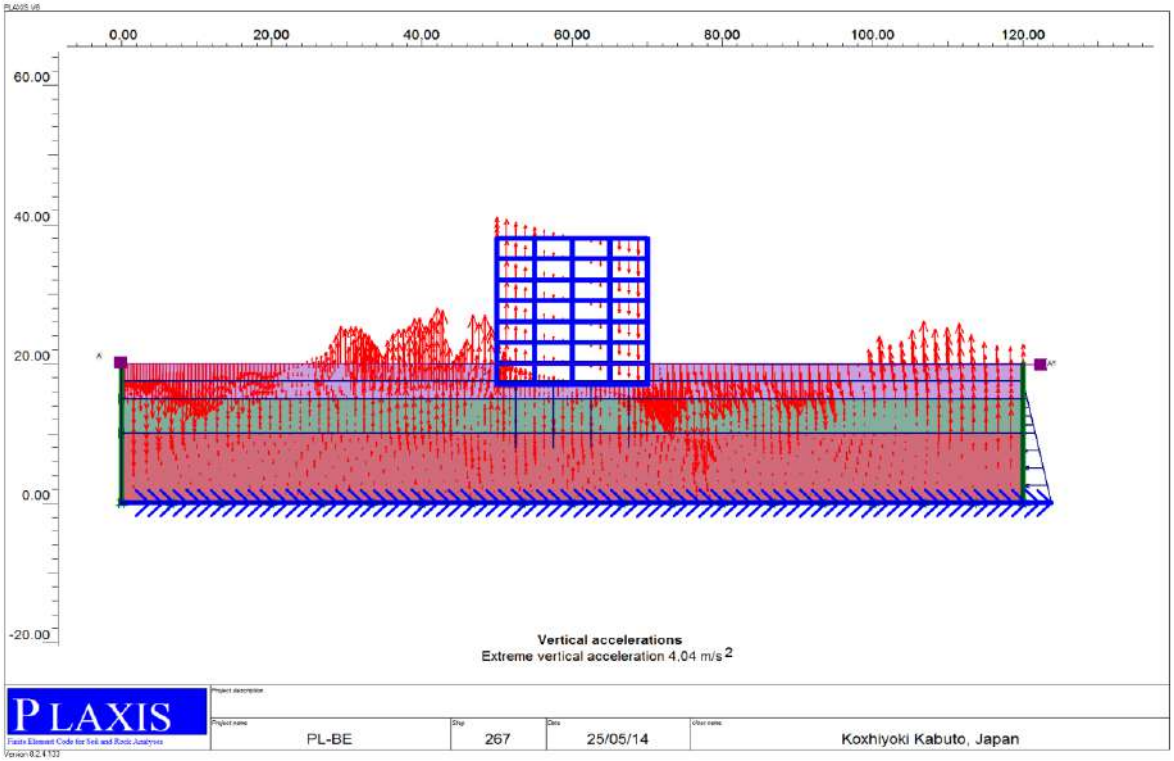


Fig.V.112 : accélération vertical engendré dans le modèle.

C) accélération horizontale :

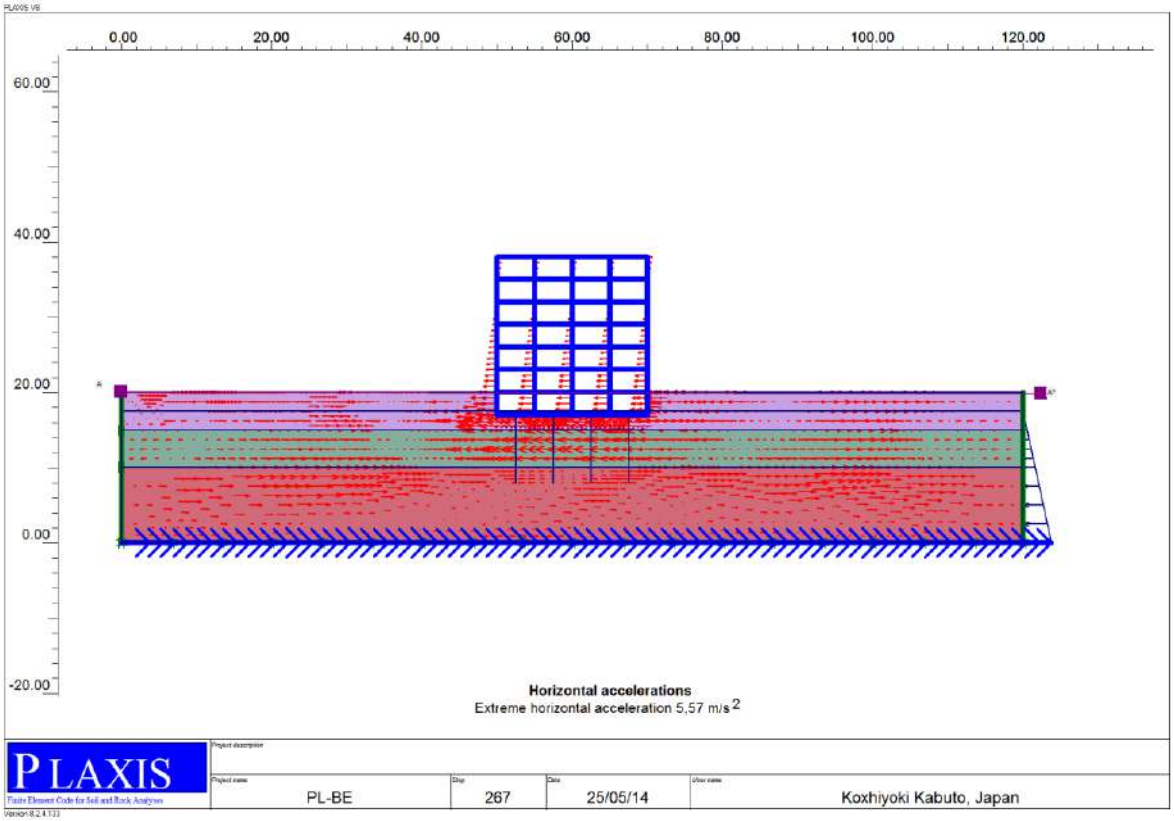


Fig.V.113 : accélération horizontal engendré dans le modèle.

Tableau.V.9 : regroupant les accélérations engendrées :

AT (m/s2)	AV (m/s2)	AH (m/s2)
5 ,59	4,04	5,57

V-8-6-Analyse et vérification de la stabilité du système sol-bâtiment en charge dynamique (onde de volume) pour le cas d'un Radier-pieu :

V-8-6-1- Sous-programme (input) :

On garder la même construction de model, même condition hydraulique qui on a effectué dans le cas précèdent.

- **Construction du modèle :**

✓ **Activation des pieux sous le radier :**

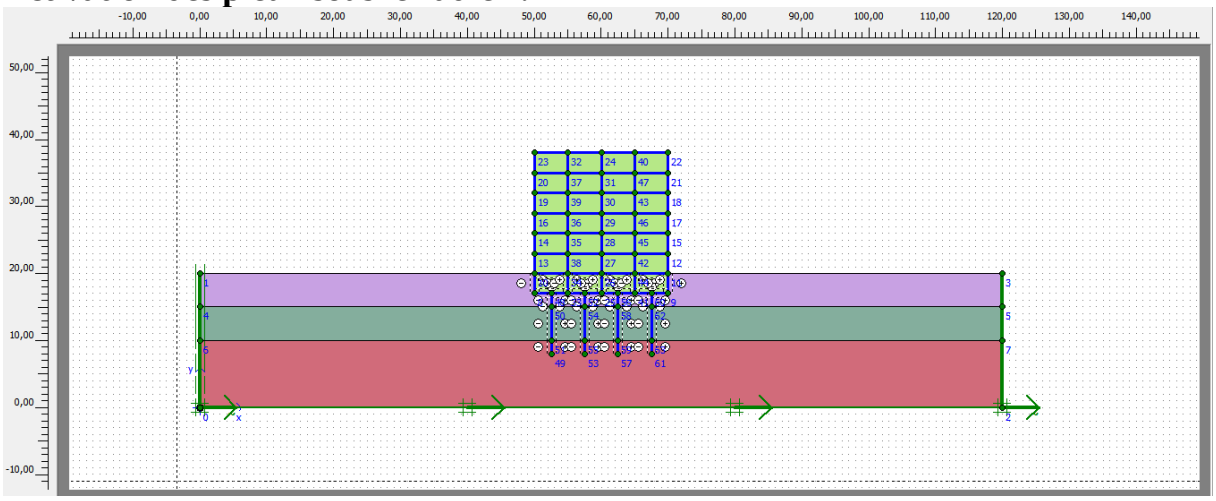


Fig.V.114 : limite géométrique du modèle choisi.

V-8-6-2- Sous-programme (calculate) :

- **Création des phases de calculs :**

Nous allons créer deux phases dans cette application (fig.V.115):

a- Une phase plastique ;

b- Une phase de calcul dynamique

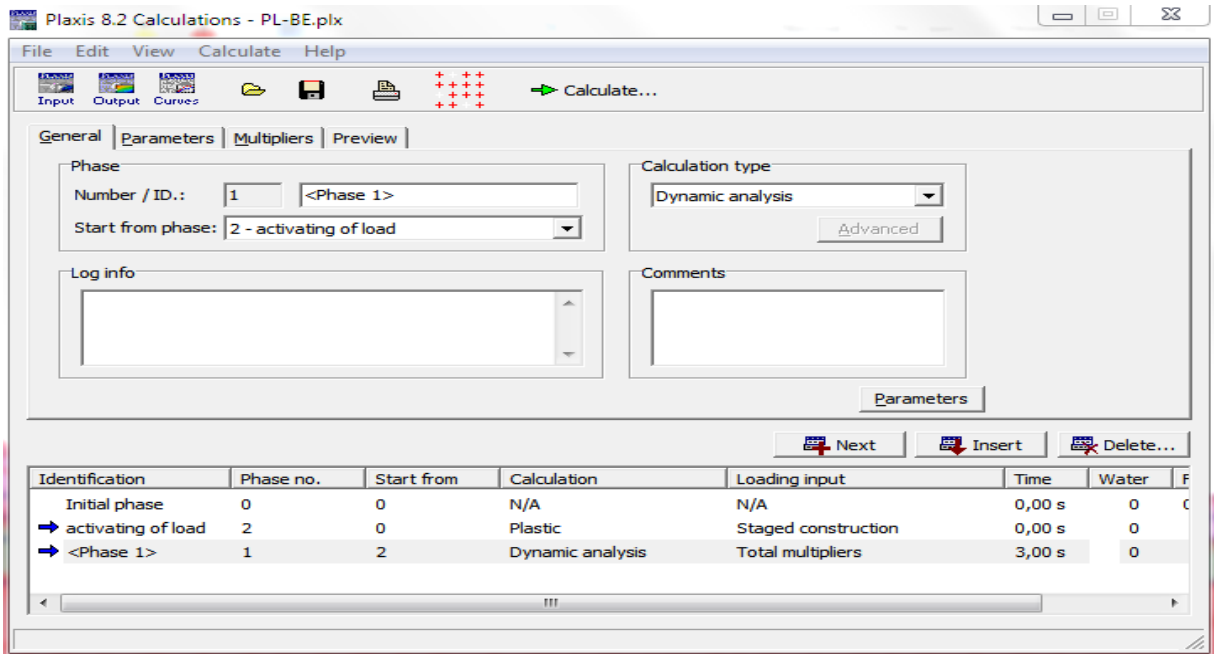


Fig.V.115 : Différentes phases de calcul.

- **Progression de calcule**

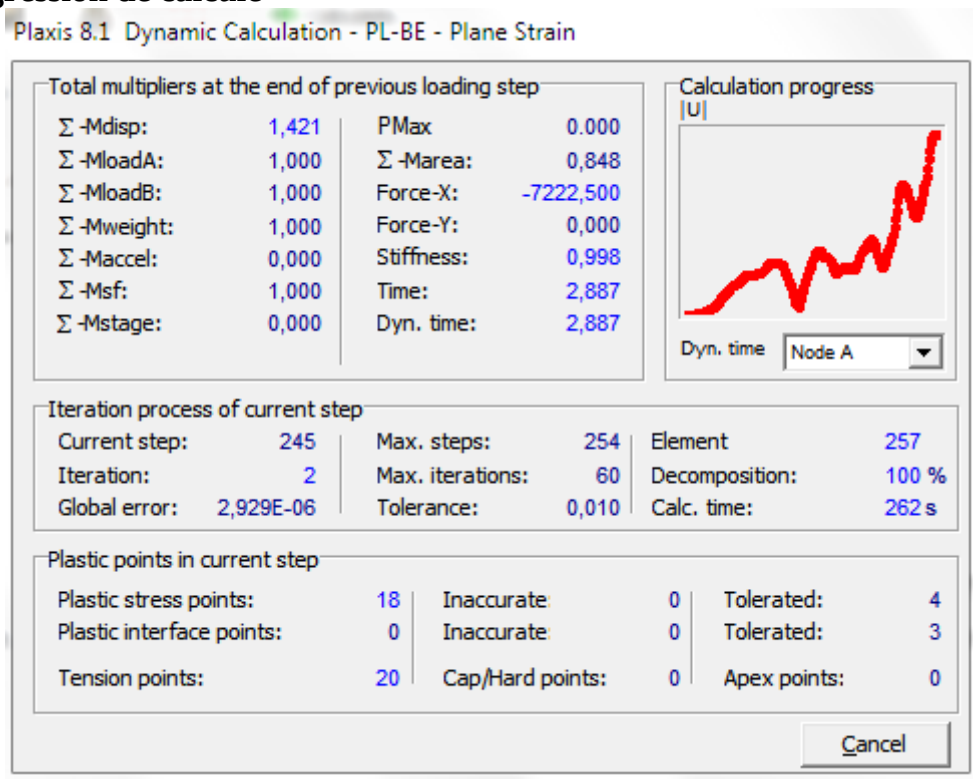


Fig.V.116 : progression de calcul.

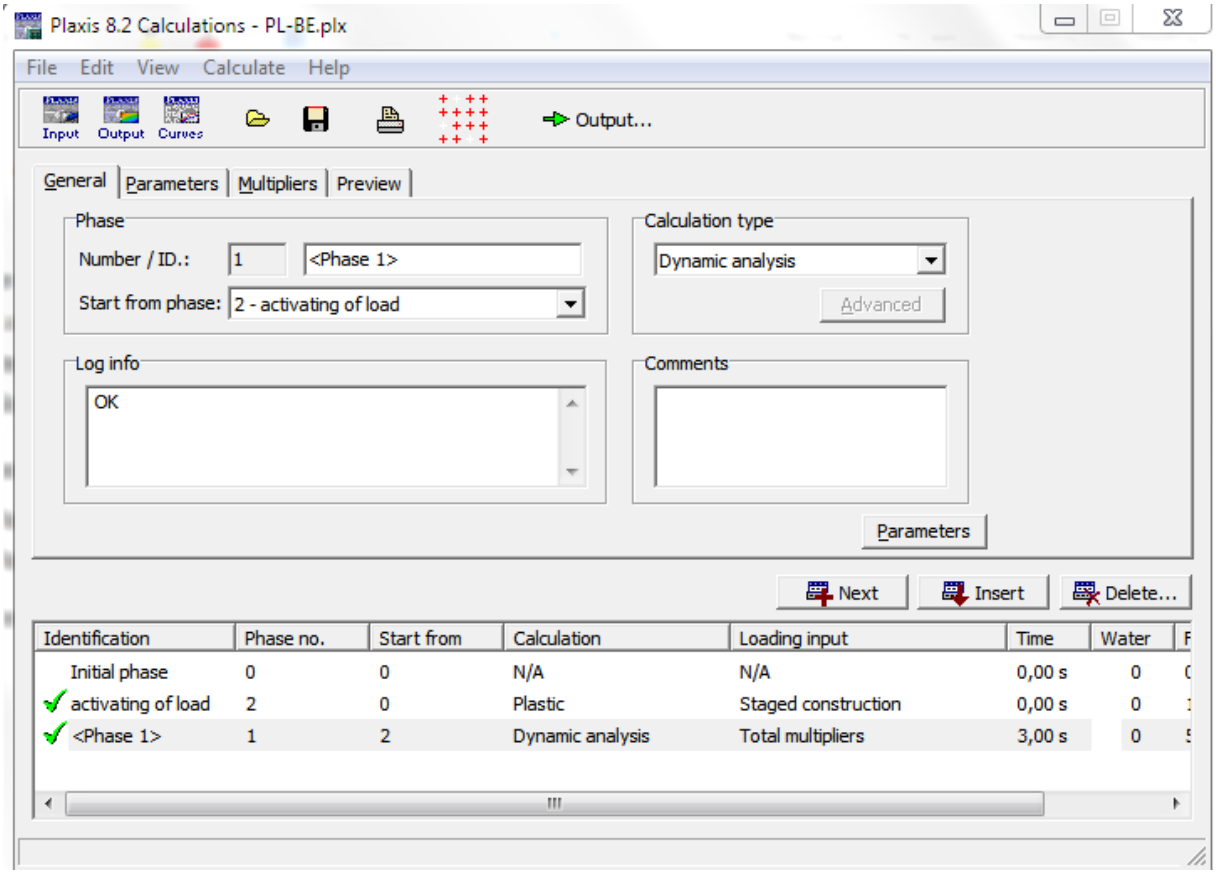


Fig.V.116 : résultats montrant la réussite des deux phases de calculs qui s'affichent en couleur verte.

V-8-6-3- Sous-programme « Output »:

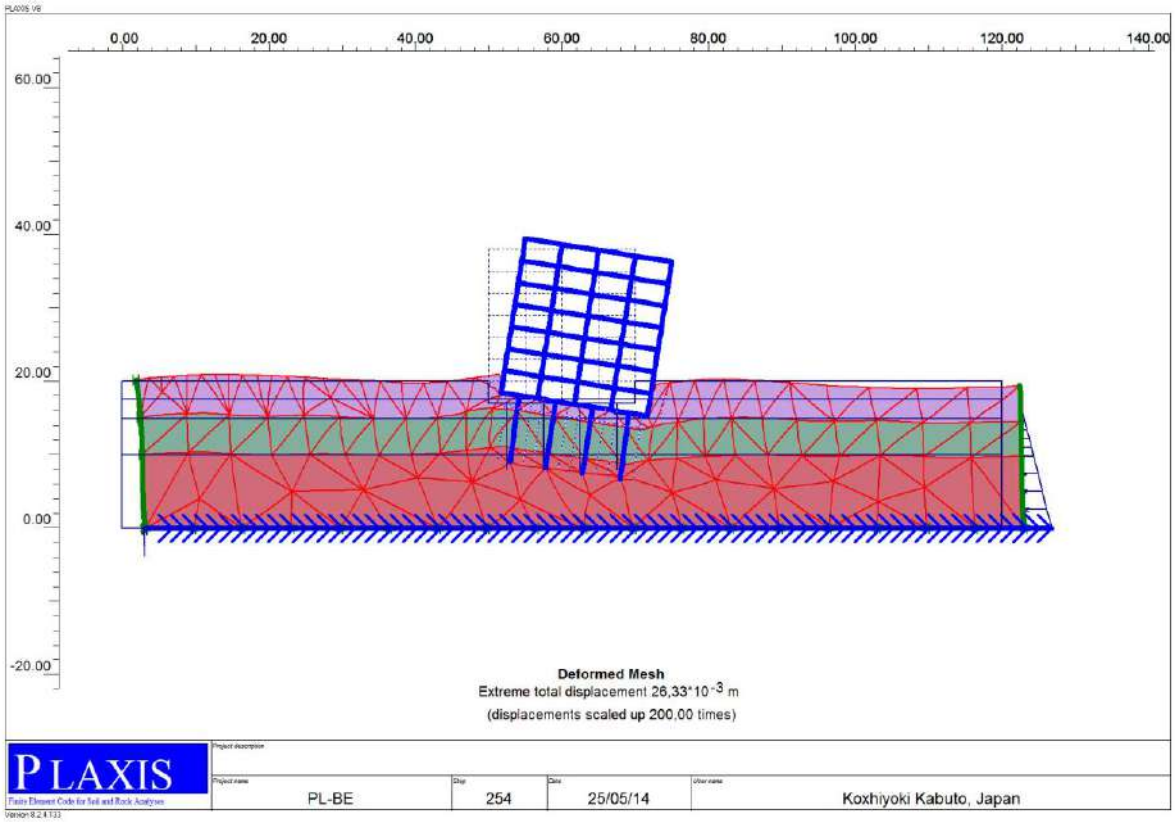


Fig.V.117 : Déformation du modèle.

- **Degré de saturation et les points plastiques:**
  - **Degré de saturation :**

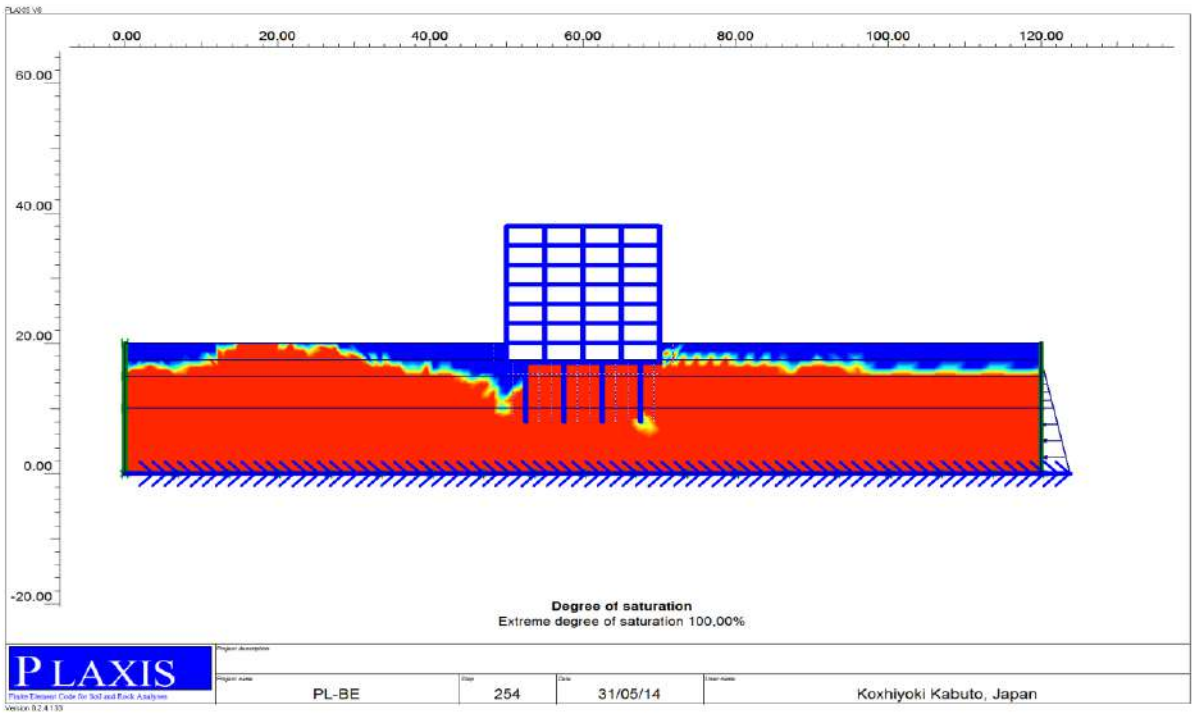


Fig.V.118 : degré de saturation.

- **La distribution des points plastiques :**

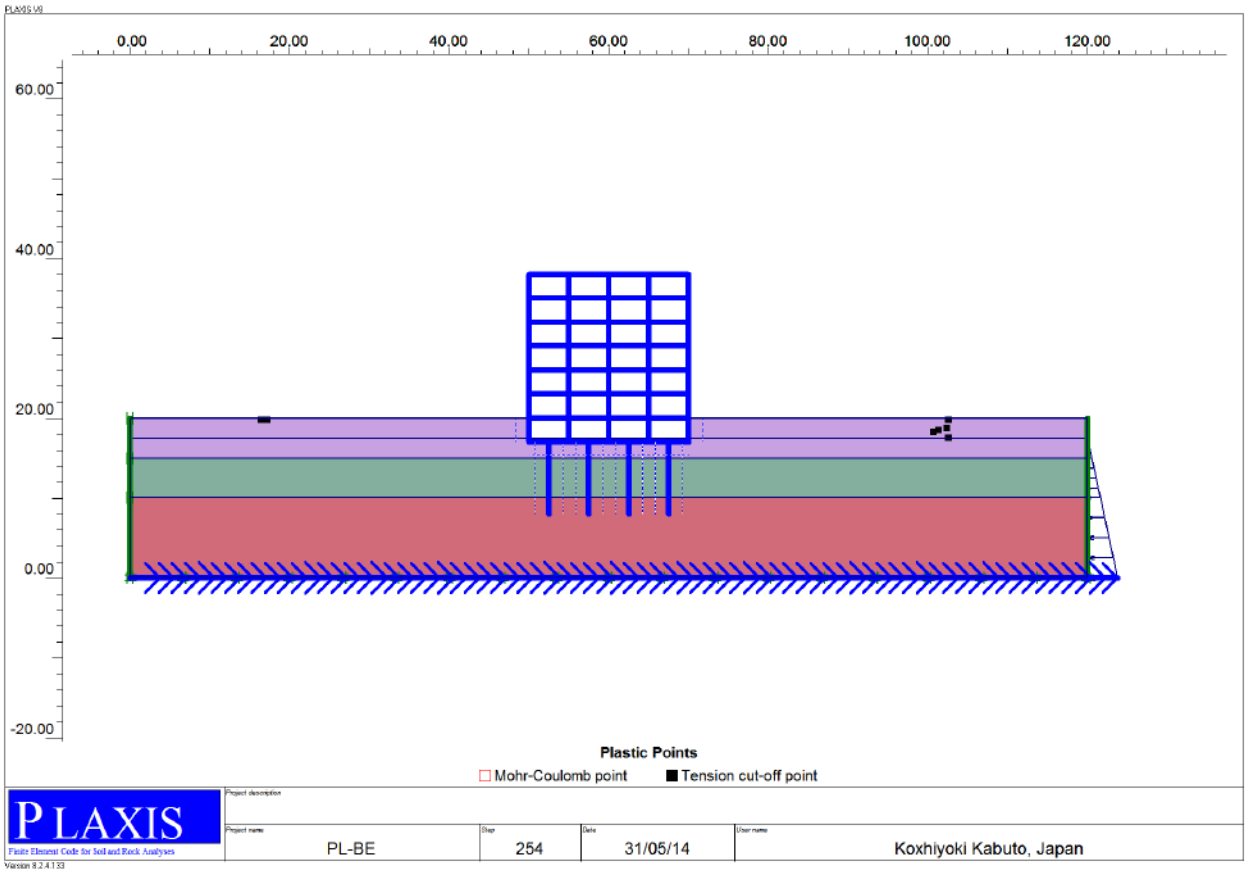


Fig.V.119 : la distribution de point plastique.

- **Déplacements engendrés :**
  - **Déplacements totaux :**

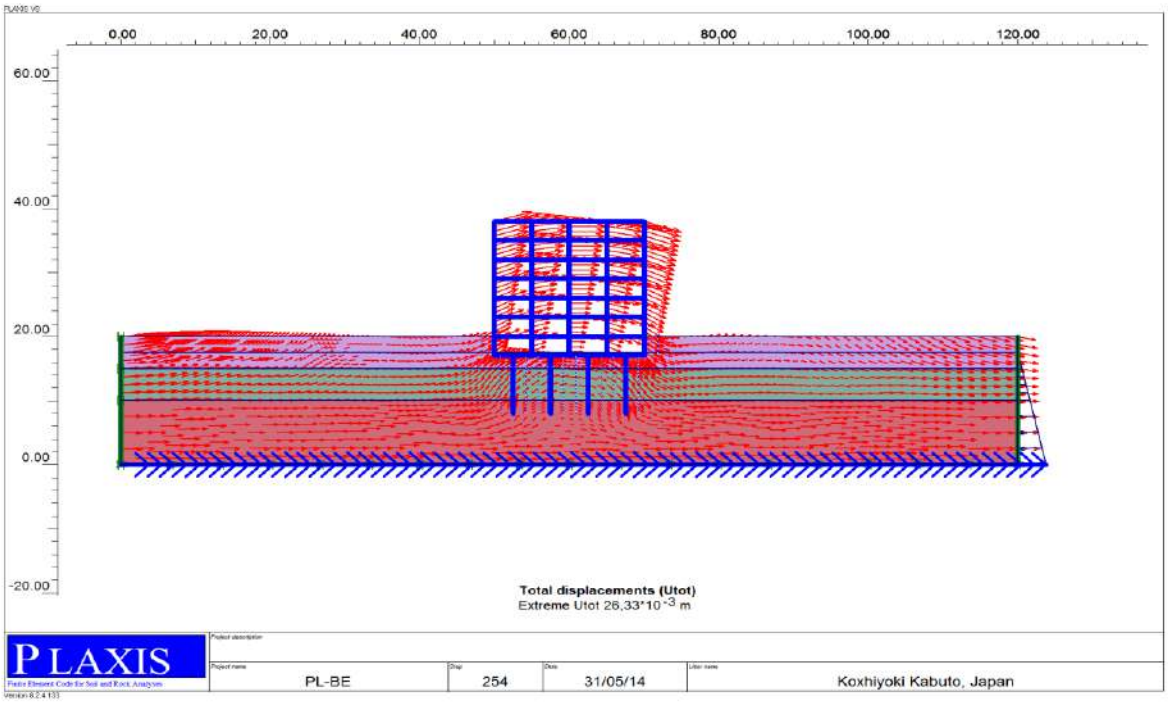


Fig.V.120 : Déplacement total engendré dans le modèle.

- **Déplacement horizontale :**

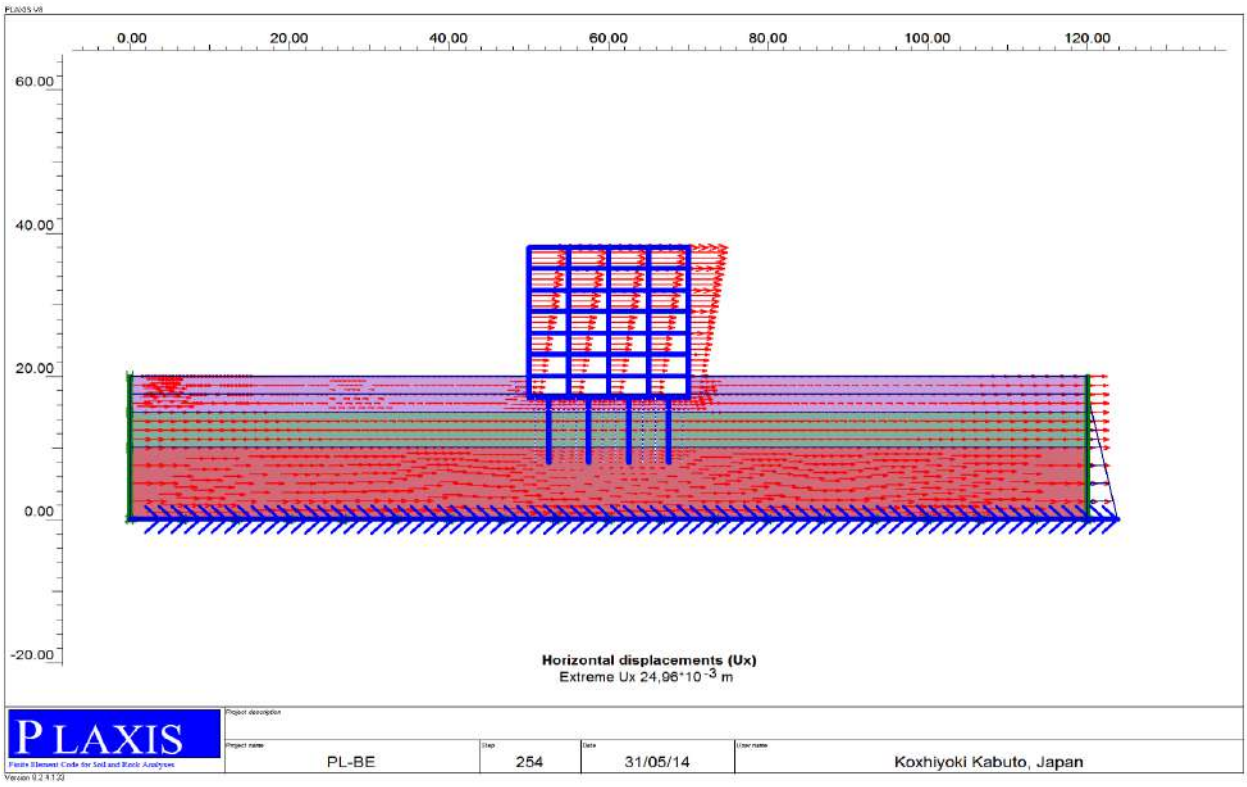


Fig.V.121 : Déplacement horizontal engendré dans le modèle.

- **Déplacement verticale :**

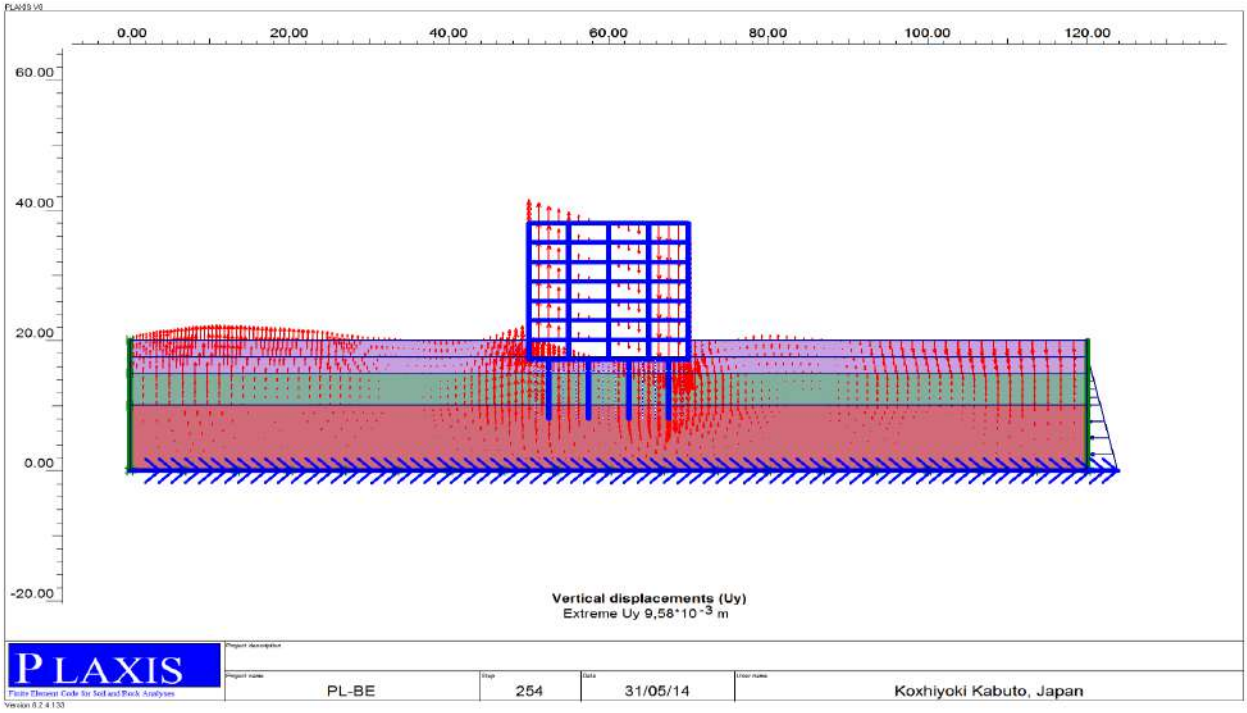


Fig.V.122 : Déplacement vertical engendré dans le modèle.

- **Evolution de l'accélération :**

a) Accélération totale :

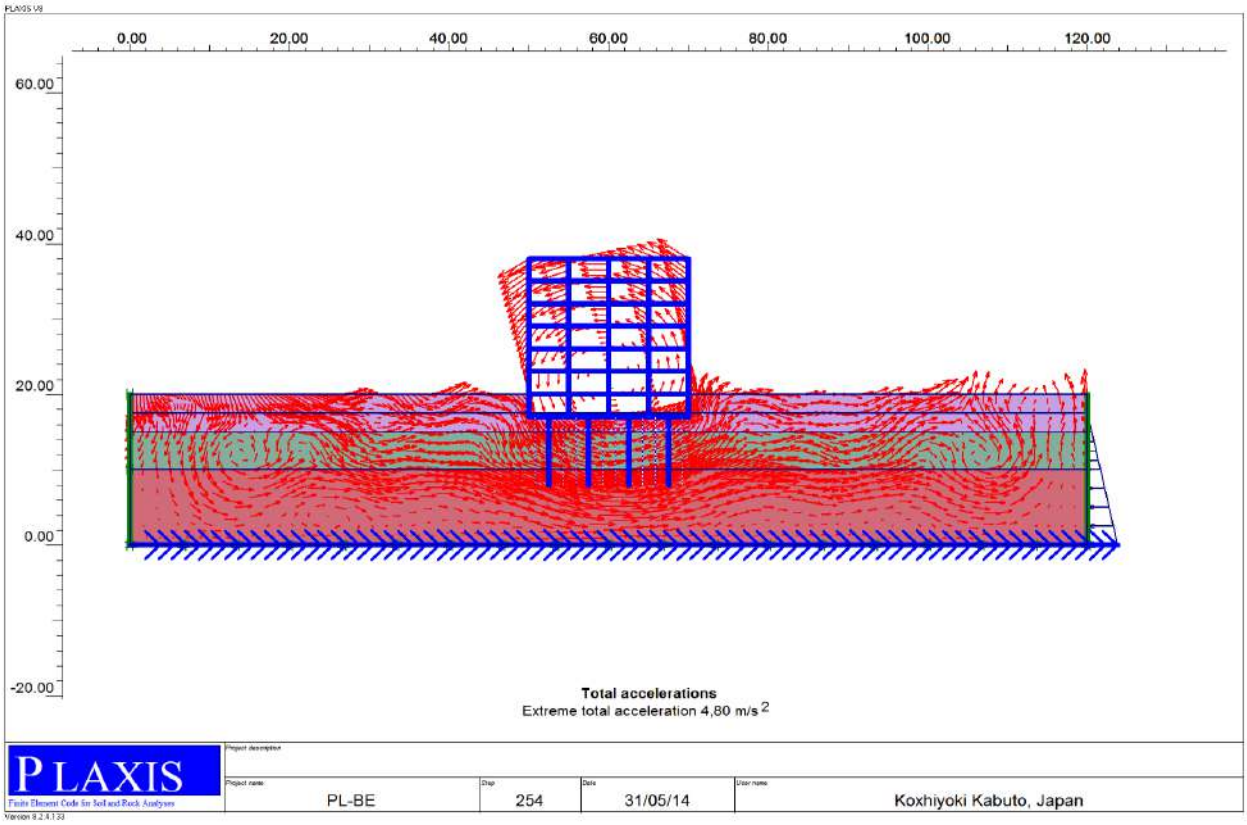


Fig.V.123 : accélération total engendré dans le modèle.

b) Accélération horizontale :

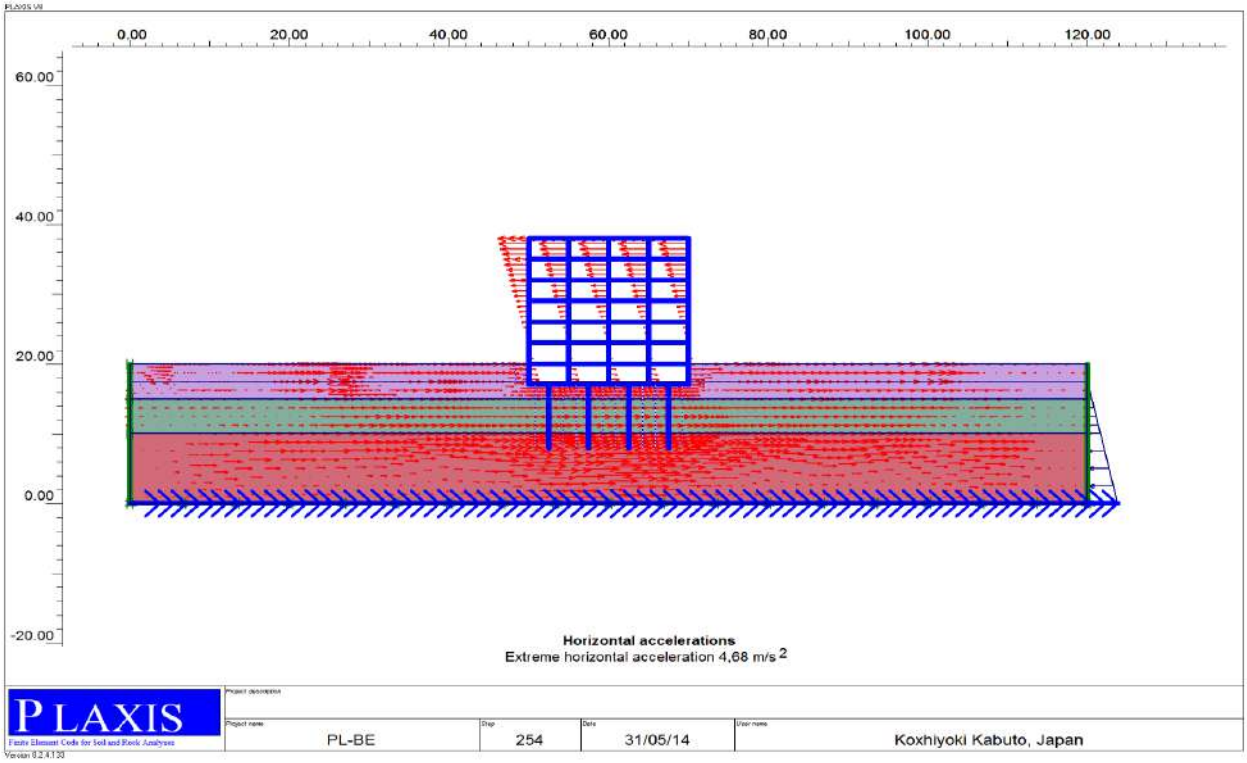


Fig.V.124 : accélération horizontal engendré dans le modèle.

c) Accélération verticale :

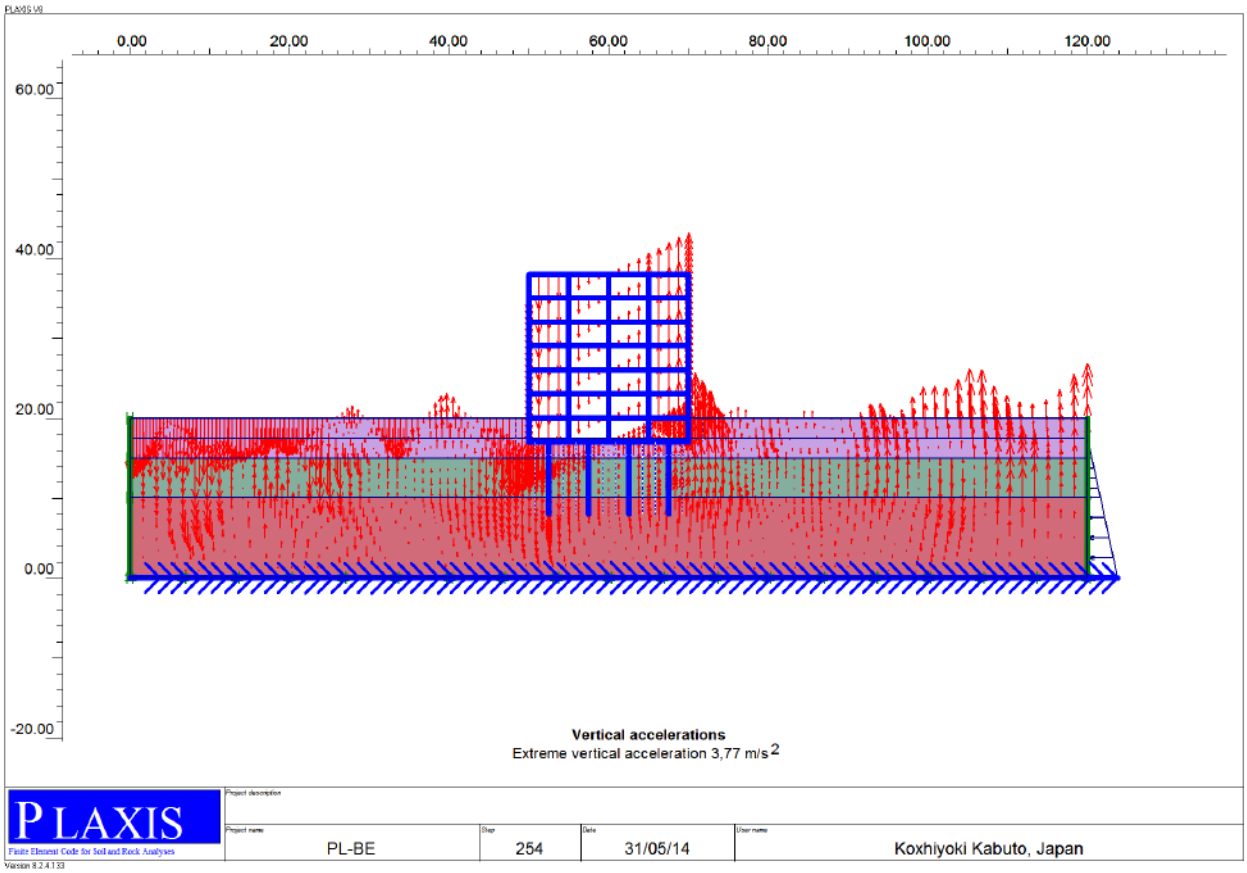


Fig.V.125 : accélération vertical engendré dans le modèle.

V-8-7-Sous-programme Curves :

- ✓ **Résultats sous forme de graphes pour le cas du Radier :**

a) l'évolution du déplacement total en fonction du temps au point A (auprès de la source):

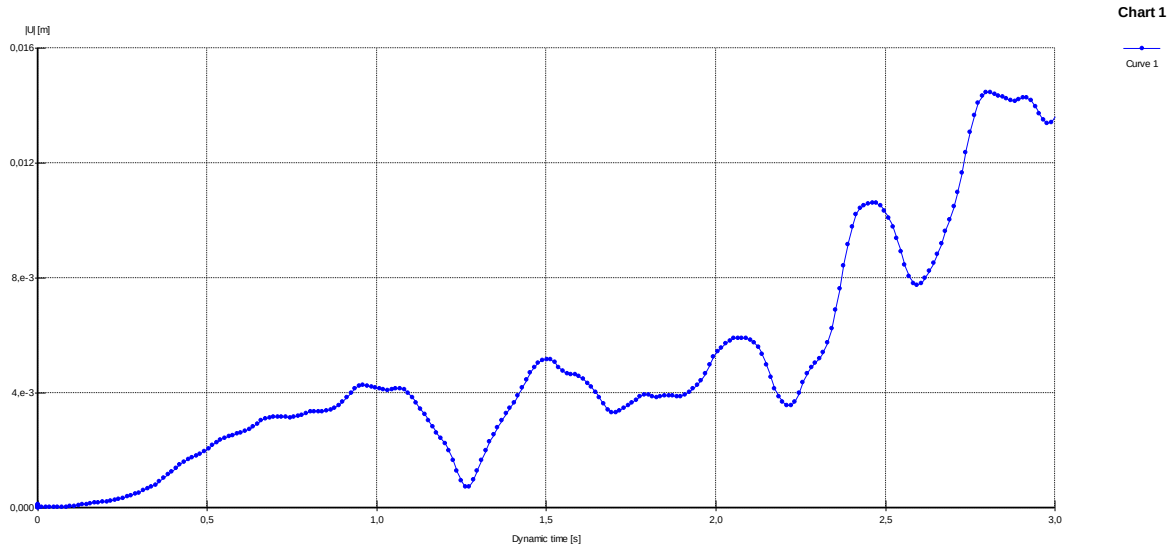


Fig.V.126 : Variation du déplacement totale en fonction de temps au point A.

La valeur de déplacement auprès de la source a été moyenne pendant les deux seconde et puis on a enregistré une augmentation moyenne à forte au cours du temps.

b) l'évolution du déplacement total en fonction du temps au point F (sous le bâtiment):

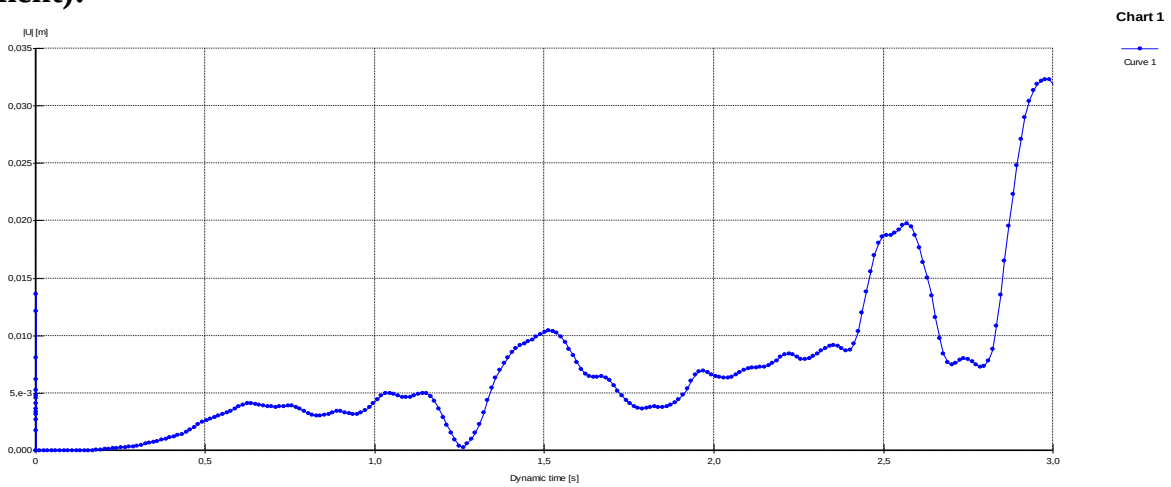


Fig.V.127 : Variation du déplacement totale en fonction de temps au point F.

En-dessous du bâtiment et durant les deux premières secondes nous avons enregistré une valeur faible de déplacements [0 ; 0,01m] et durant l'intervalle [2 ; 3] on assiste à une augmentation remarquable de celui-ci où le Dép = [0,02 ; 0,03m].

c) l'évolution du déplacement total en fonction du temps au point D (à côté du bâtiment):

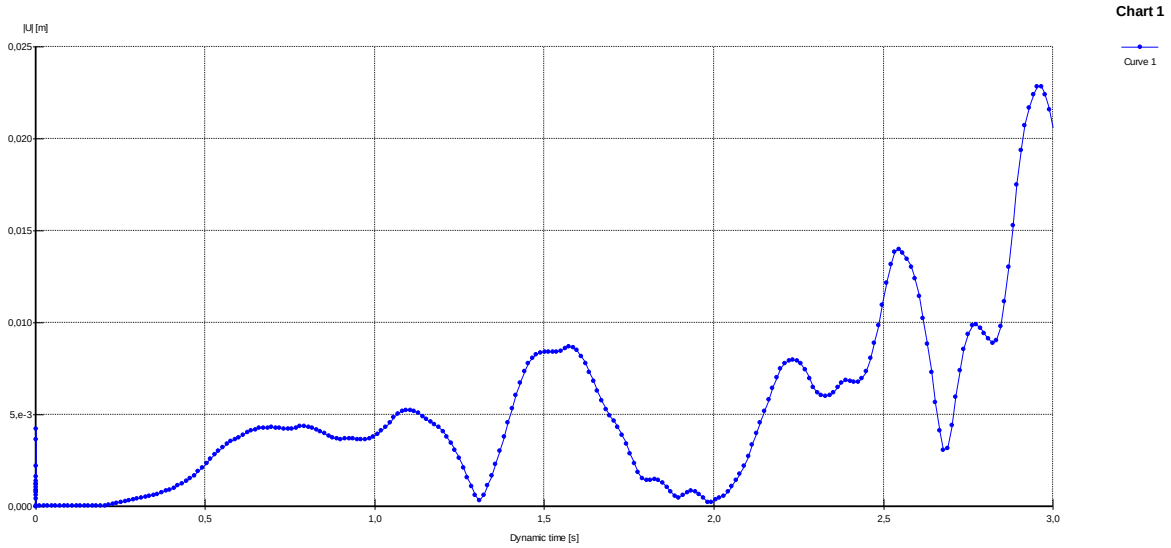


Fig.V.128 : Variation du déplacement totale en fonction de temps au point D.

Juste à côté du bâtiment, le déplacement a était faible pendant la première seconde et après la deuxième seconde, on constate qu'il reste encore faible où le Dép = [0,012 ; 0,023m].

- **Courbes accélération/temps :**

a) L'évolution de l'accélération en fonction du temps au point A :

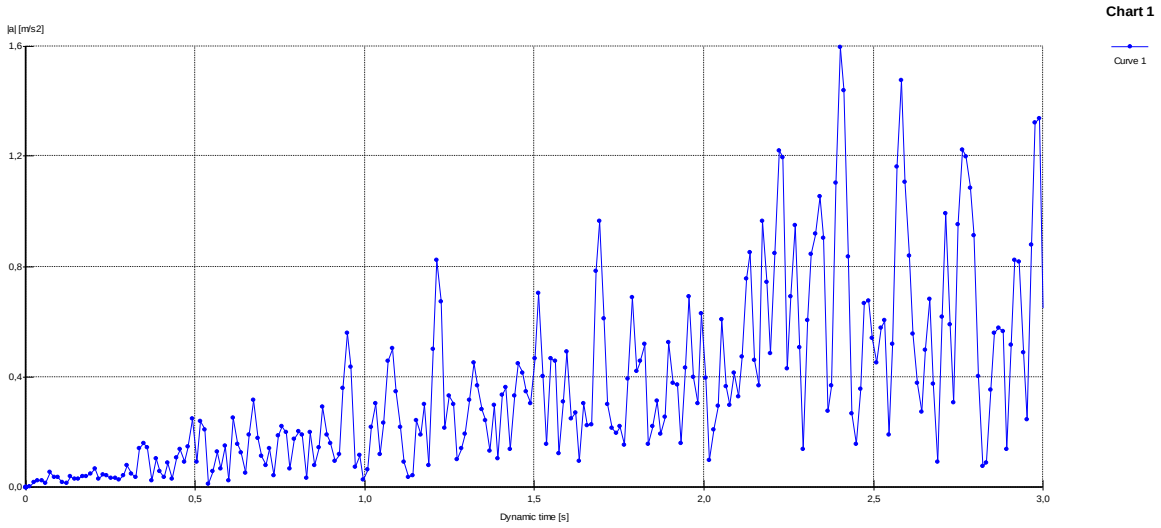


Fig.V.129 : Variation du l'accélération en fonction de temps au point A.

L'accélération sismique auprès de la source a été faible et constante mais est ondulaire durant les deux premières secondes puis on observe une forte augmentation.

b) L'évolution de l'accélération en fonction du temps au point F :

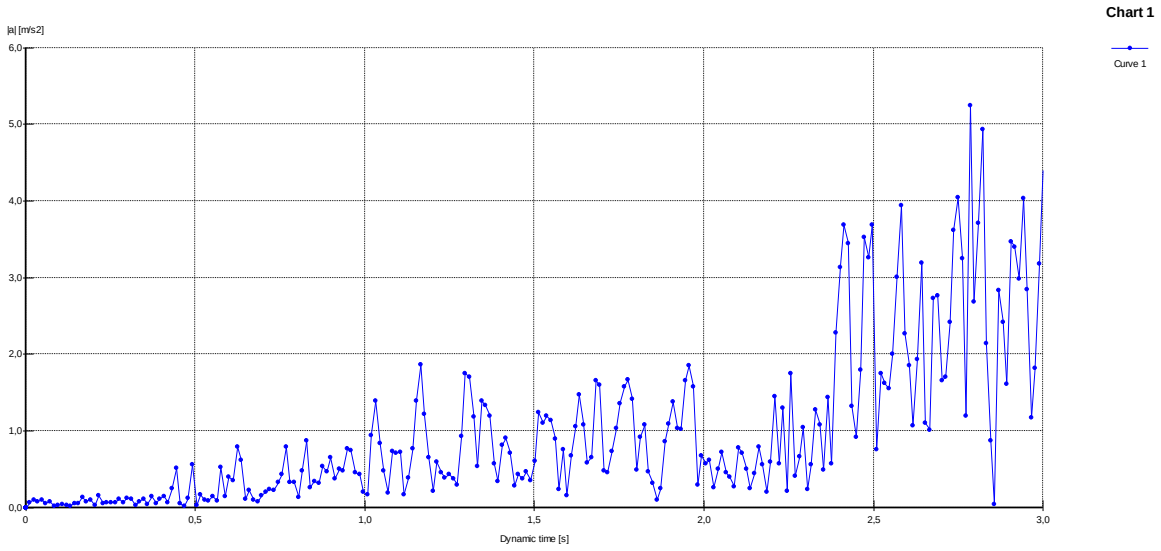


Fig.V.130 : Variation du l'accélération en fonction de temps au point F.

Pendant l'intervalle de temps [0-2,4s], la valeur de l'accélération sismique est faible et constante mais est ondulaire. De 2,45 à 3 secs, on remarque une augmentation significative de l'accélération qui est comprise dans l'intervalle [5-5,2m/s²].

c) L'évolution de l'accélération en fonction du temps au point D :

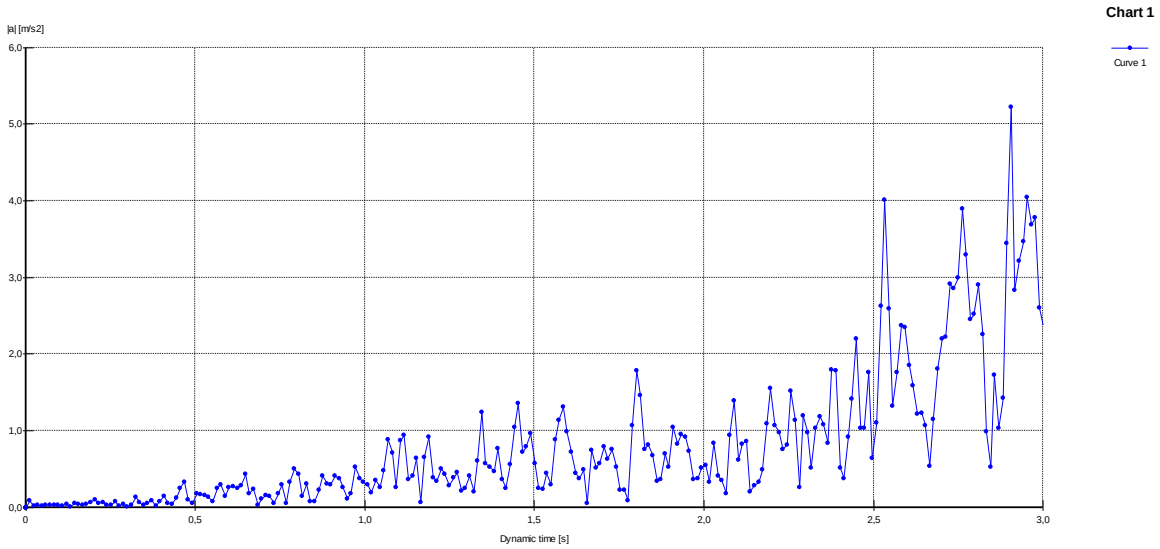


Fig.V.131 : Variation du l'accélération en fonction de temps au point D.

Dans l'intervalle du temps [0-2,5] s, la valeur de l'accélération sismique est faible mais elle augmente progressivement avec le temps.

- **Courbes pression interstitielle/temps :**

a) L'évolution de la pression interstitielle en fonction du temps au point A :

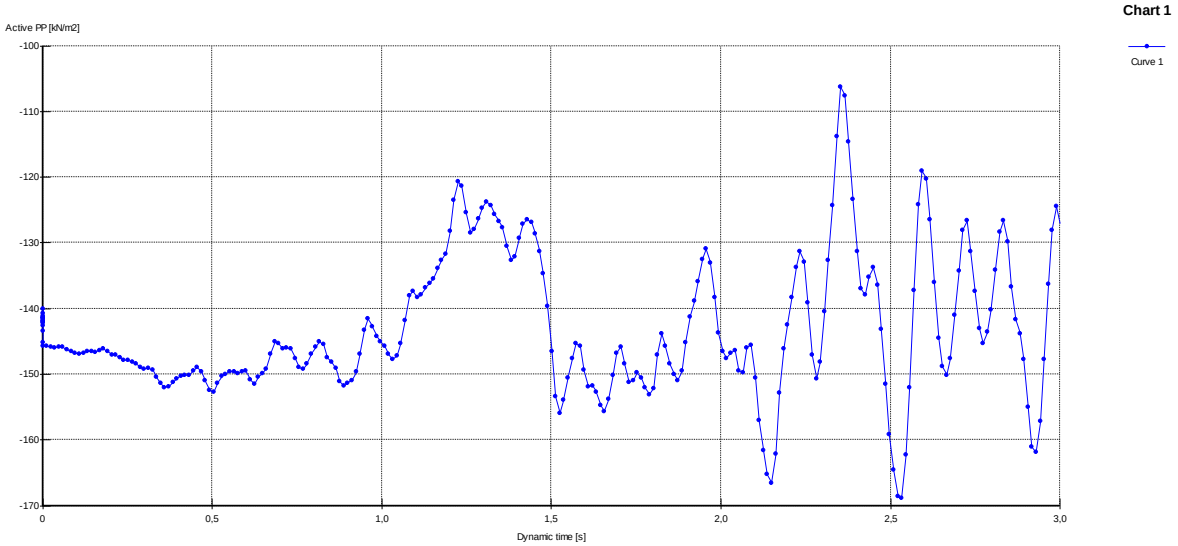


Fig.V.132 : Variation de la pression interstitielle en fonction de temps au point A.

La pression interstitielle est généralement constante durant des deux première secondes qui est de 155 kN/m² et exceptionnellement l'intervalle du temps [1 ; 1.5] de où nous avons enregistré une valeur de l'ordre de 120 KN/m² ce qui semble bizarre et délicat à être interprété. Mais au-delà de 2 sec, on se trouve devant des pressions varient de 90 à 170 KN/m².

b) L'évolution de la pression interstitielle en fonction du temps au point F :

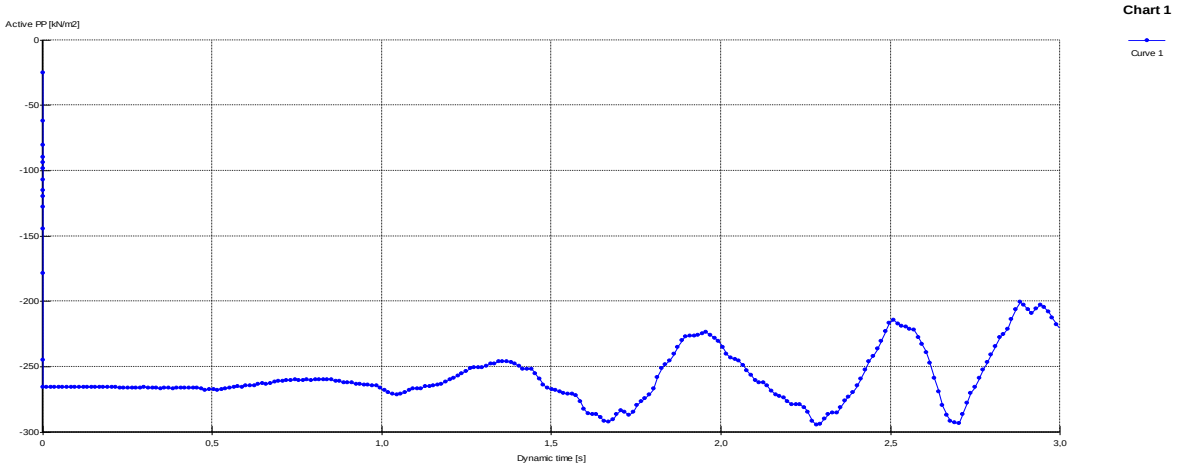


Fig.V.133 : Variation de la pression interstitielle en fonction de temps au point F.

La valeur de pression interstitielle était constante durant l'intervalle du temps tє [0 ; 1,5sec] au-dessous du bâtiment, puis on remarque une augmentation ondulée de la pression dont l'intervalle est de pє [250 à 300 KN/m²].

c) L'évolution de la pression interstitielle en fonction du temps au point D :

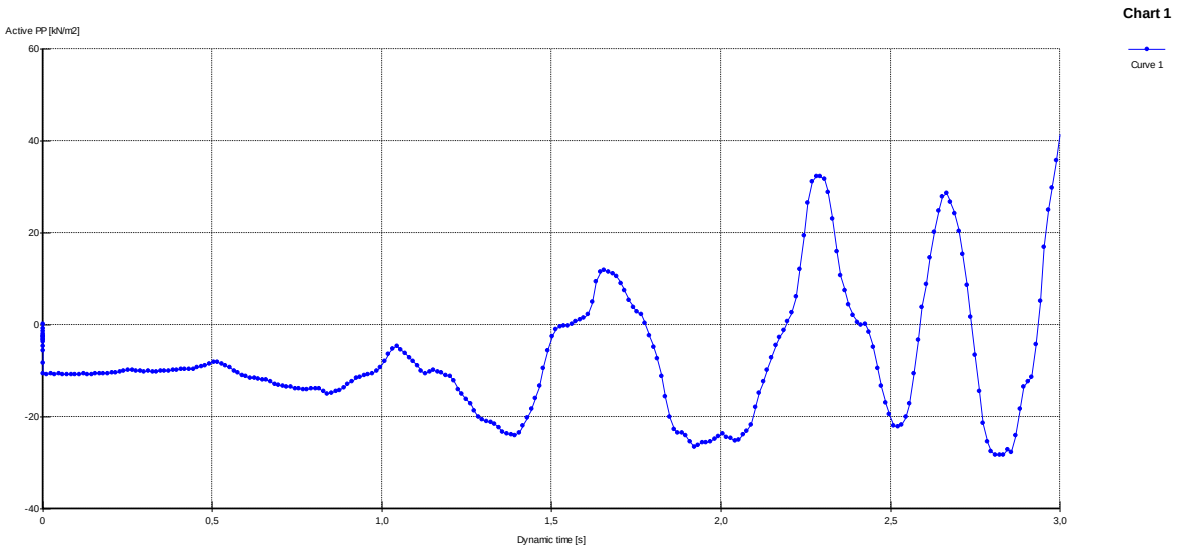


Fig.V.134 : Variation de la pression interstitielle en fonction de temps au point D.

On remarque une valeur constante et linéaire pendant le première seconde et puis et s'évolue avec le temps tout en donnant des valeurs de pression interstitielles comprises entre de 30 et 40 KN/m².

- ✓ **Résultats sous forme de graphes pour le cas du Radier-pieux :**

a) l'évolution du déplacement total en fonction du temps au point A (auprès de la source):

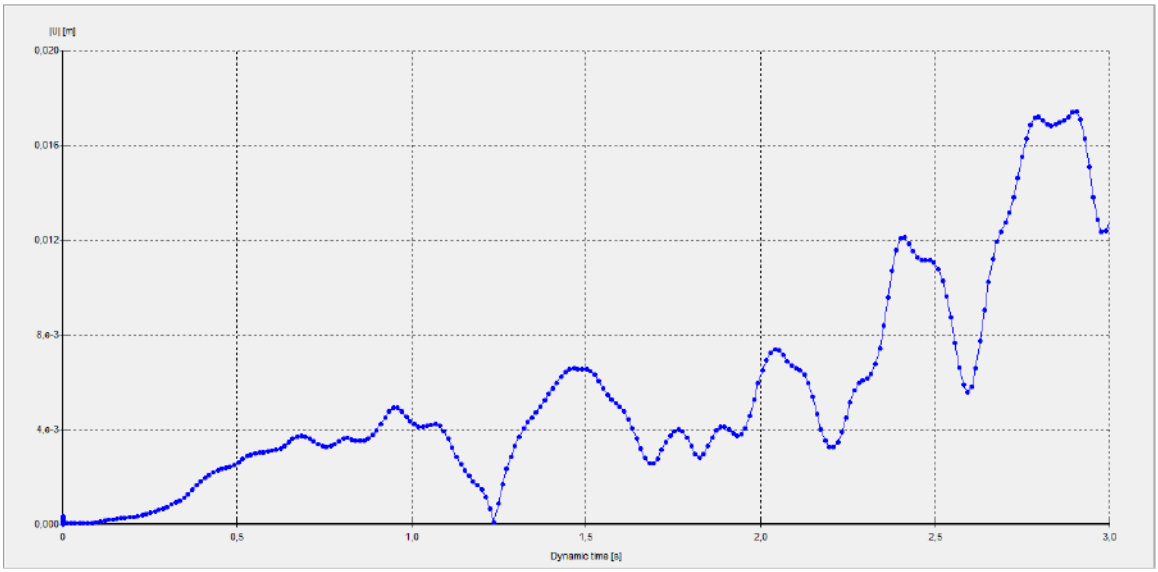


Fig.V.135 : Variation du déplacement en fonction de temps au point A.

Pendant les deux première secondes, le déplacement se développe progressivement puis, il saute à un point maximal qui est de l'ordre de 1,8 cm.

b) l'évolution du déplacement total en fonction du temps au point F :

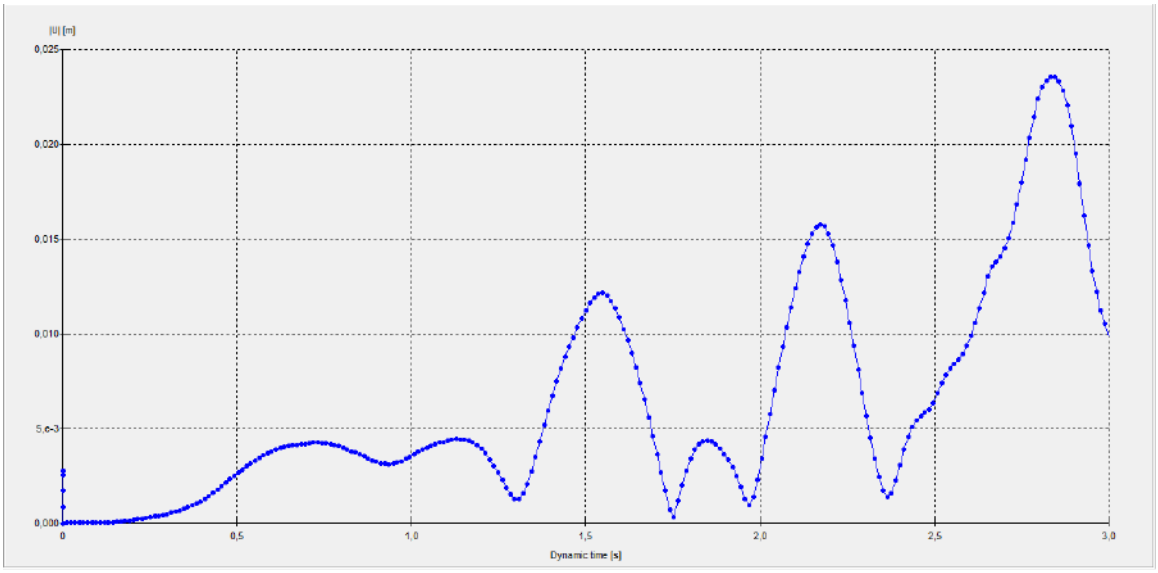


Fig.V.136 : Variation du déplacement en fonction de temps au point F.

Pour 2 secondes, le déplacement augmente progressivement puis, il saute à un point maximal qui est de l'ordre de 2.4 cm.

c) l'évolution du déplacement total en fonction du temps au point D :

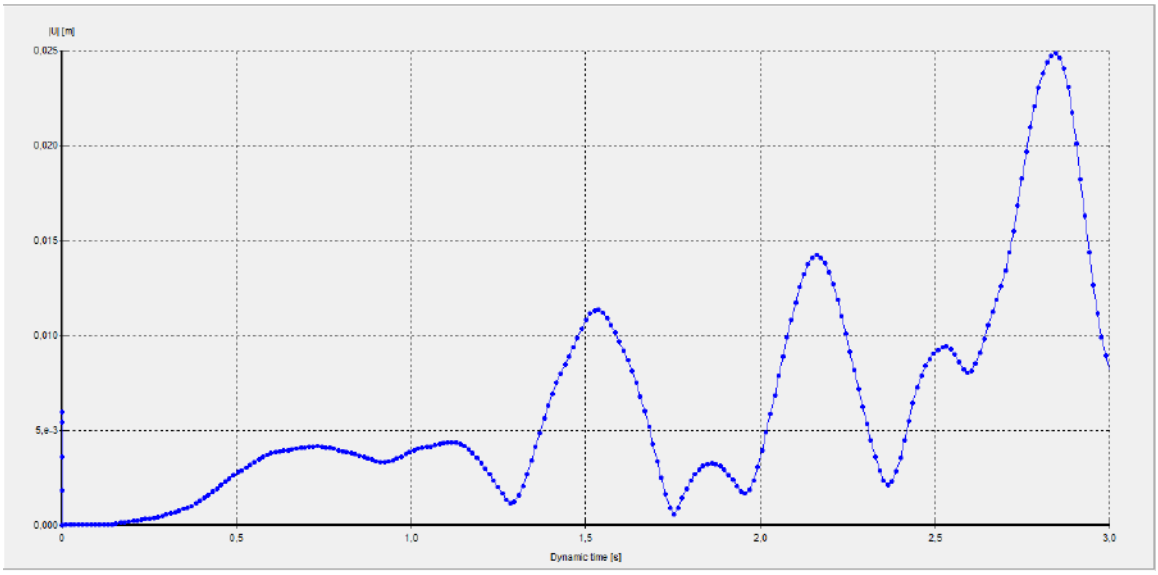


Fig.V.137: Variation du déplacement en fonction de temps au point D.

Juste à côté du bâtiment, le déplacement est très faible pendant 2 secs, et puis on constate une augmentation agressive durant le temps qui reste.

- **Courbes accélération/temps :**

a) l'évolution du l'accélération total en fonction du temps au point A (auprès de la source):

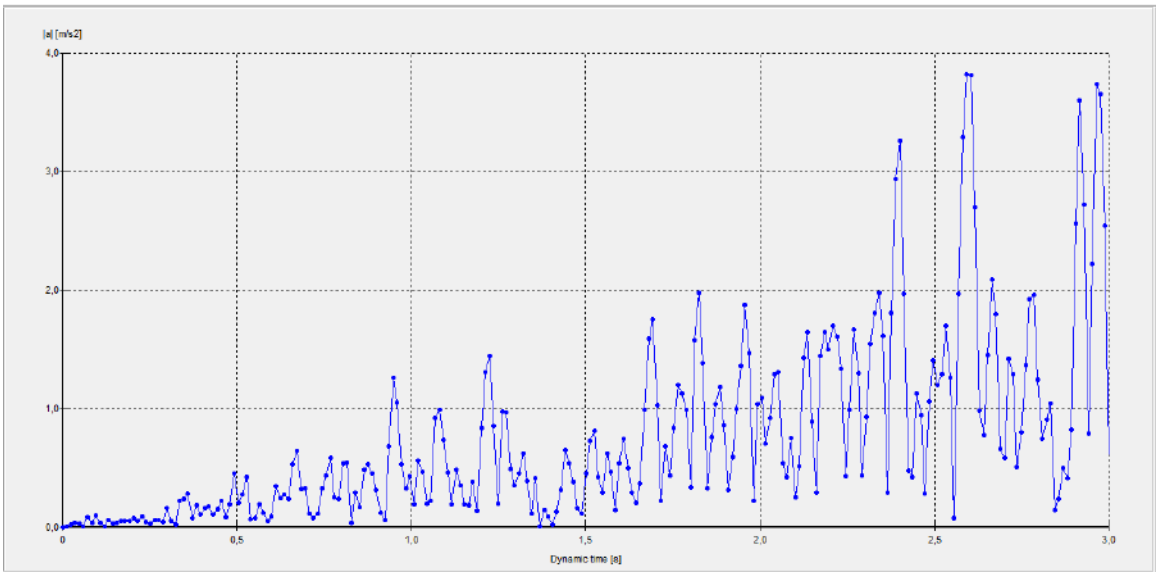


Fig.V.138 : Variation du l'accélération en fonction de temps au point A.

L'accélération sismique auprès de la source était faible à moyenne pendant les deux premières secondes et une forte augmentation durant le temps qui reste.

b) l'évolution du déplacement total en fonction du temps au point F :

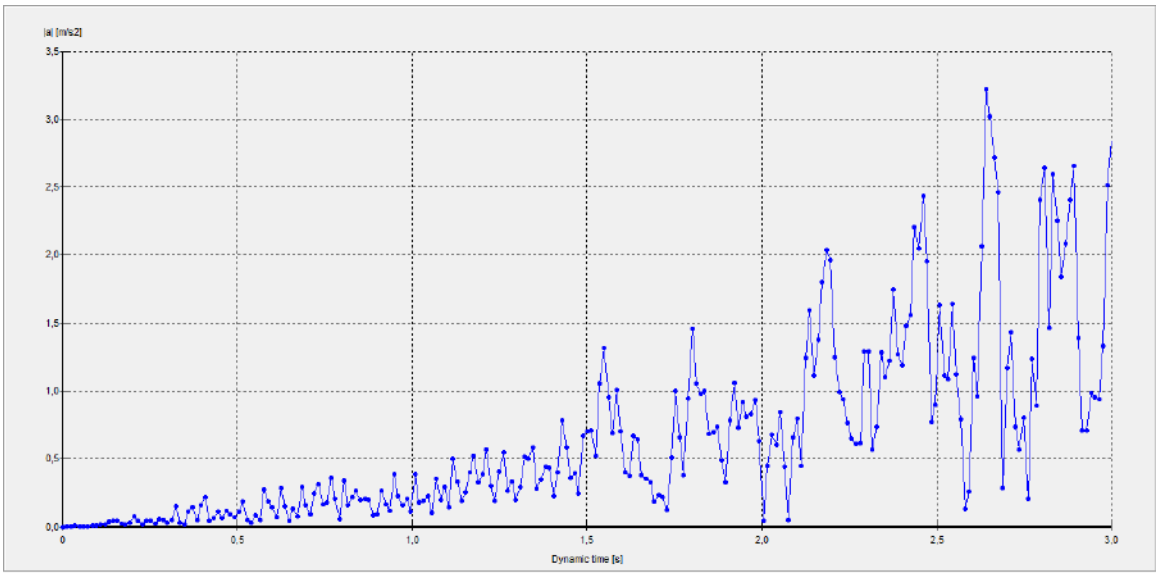


Fig.V.139 : Variation du l'accélération en fonction de temps au point F.

L'accélération présente une variation cadencée pendant 2 sec, puis elle augmente progressivement tout en donnant des valeurs variant dans l'intervalle. a ϵ [3 à 3,3 m/s²].

c) l'évolution du déplacement total en fonction du temps au point D :

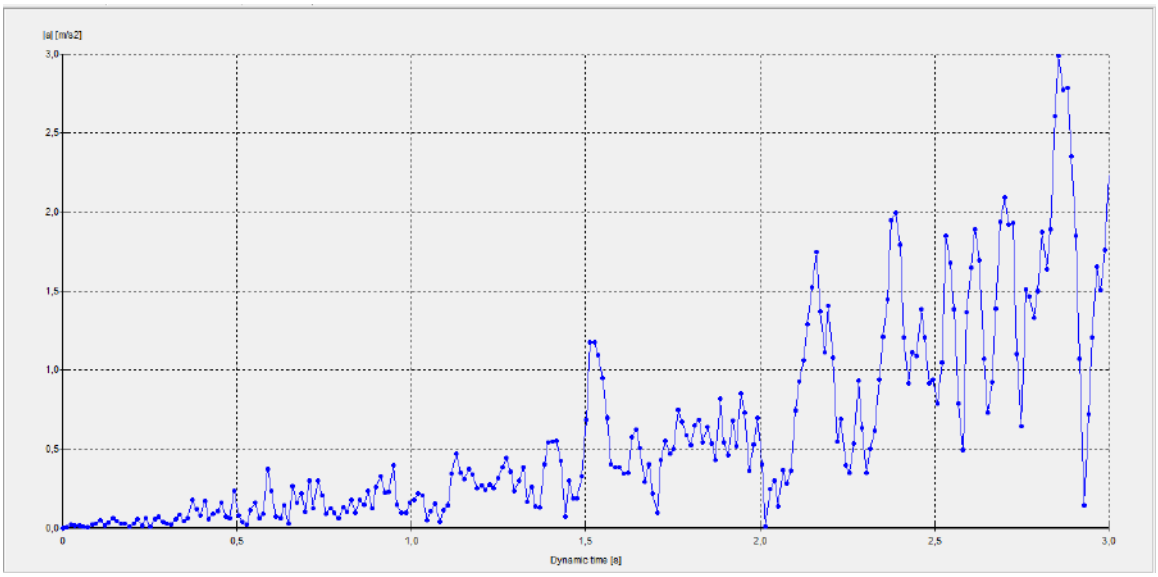


Fig.V.140 : Variation du l'accélération en fonction de temps au point D.

Dans l'intervalle de temps tϵ[0 ;2 sec] la valeur de l'accélération sismique est faible mais elle augmente progressivement avec le temps.

- **Courbes pression interstitielle/temps :**

a) l'évolution du la pression interstitielle en fonction du temps au point A (auprès de la source):

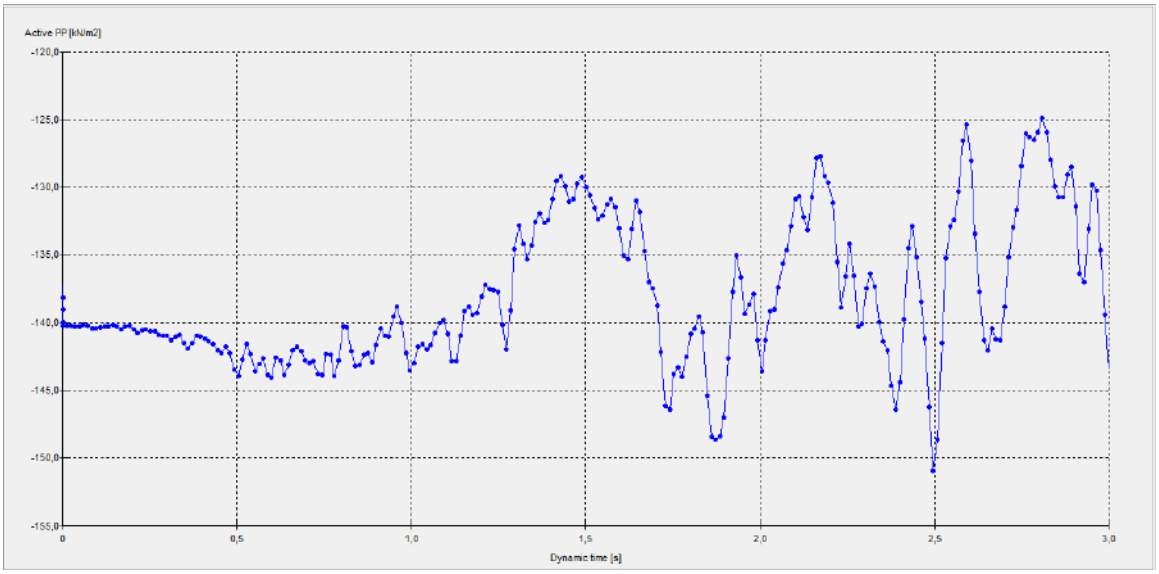


Fig.V.141 : Variation du la pression interstitielle en fonction de temps au point A.

pression interstitielle est généralement constante durant des deux premier secondes qui est de 134KN/m² et exceptionnellement l'intervalle de temps tϵ[1 ; 1,5] ou nous avons enregistré une valeur de l'ordre de 130 KN/m² ce qui semble bizarre et délicat à être interprété. Mais au-delà de 2 sec, on se trouve devant des pressions varient de 125 à 150 KN/m².

b) l'évolution du la pression interstitielle en fonction du temps au point D :

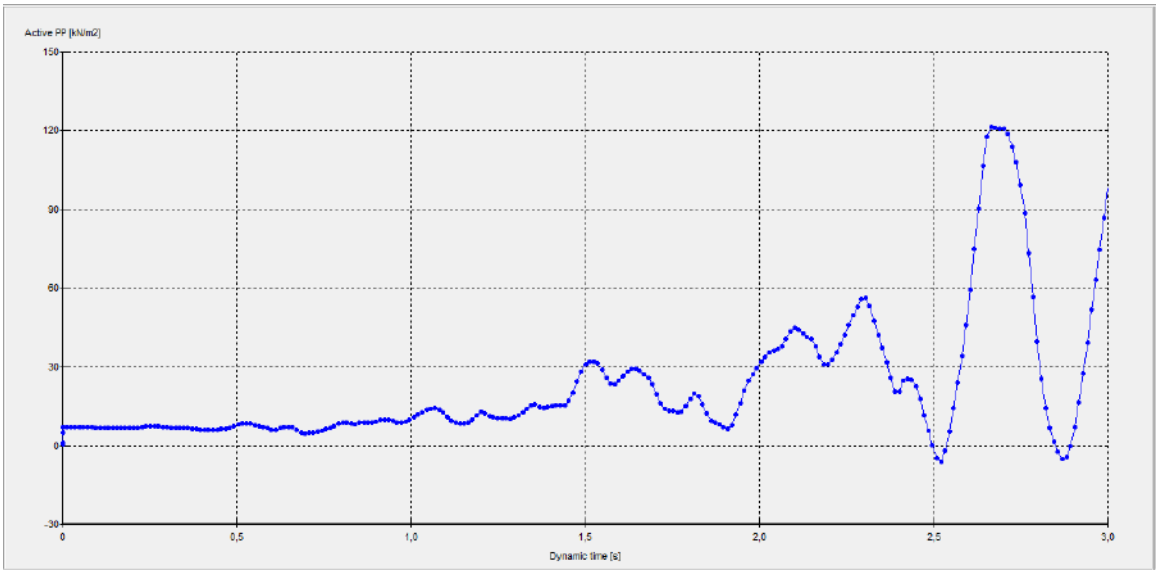


Fig.V.142 : Variation du la pression interstitielle en fonction de temps au point D.

On remarque une valeur constante et linéaire pendant l'intervalle de et puis temps t ϵ [0 ;1,5sec]et s'évolue avec le temps tout en donnant des valeurs de pression interstitielles comprises entre de 100 et 120 KN/m².

c) l'évolution du la pression interstitielle en fonction du temps au point F

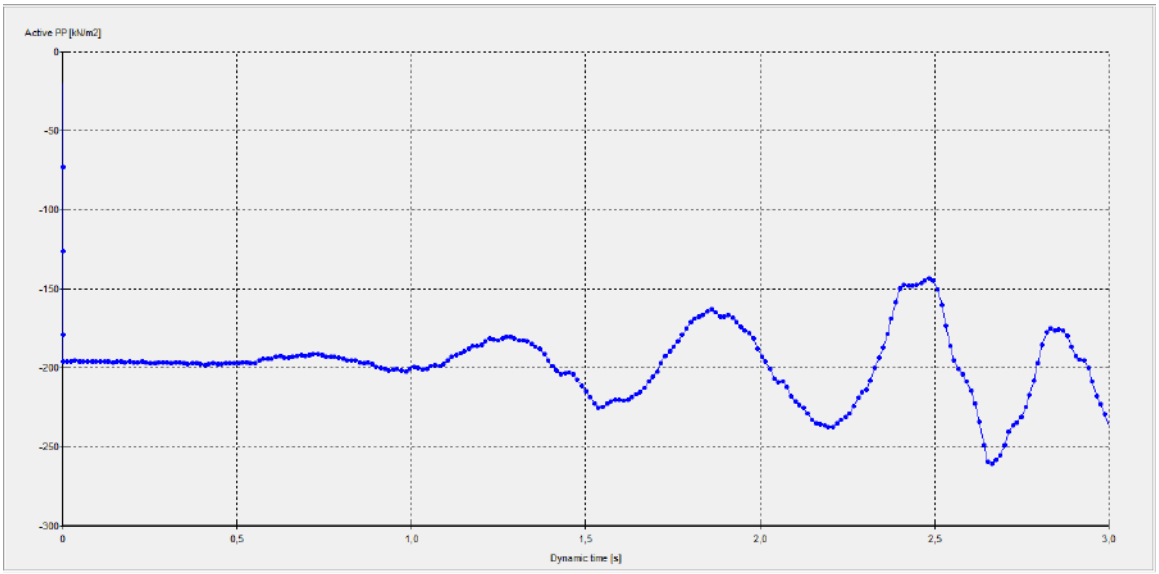


Fig.V.143 : Variation du la pression interstitielle en fonction de temps au point F.

La valeur de pression interstitielle était constante durant l'intervalle du temps tϵ [0 ; 1,5sec] au-dessous du bâtiment, puis on remarque une augmentation ondulée de la pression dont l'intervalle est de pϵ [220 à 260 KN/m²].

Conclusion :

D'après les deux cas analyses pour une charge dynamique (radier et radier-pieux), nous pouvons conclure que la synthèse radier est déconseillé d'être envisage or que le système radier-pieux est peut être utilise car malgré le déplacement qui a subit le sol, le bâtiment reste stable avec déplacement nul.

V-9- 3ème cas : analyse et vérification de la stabilité du système sol-bâtiment en charge statique pour deux cas de fondation (Radier et système Radier-pieux) :

V-9-1- Analyse et vérification de la stabilité du système sol-bâtiment en charge statique pour le cas d'un Radier général:

V-9-1-1- Présentation du Radier :

Dans cette application numérique, on essayera de simplifier l'étude du ***comportement statique*** du système sol-Bâtiment à travers le choix d'une fondation superficielle de type ***Radier plat d'épaisseur constante*** dont il reçoit la charge du bâtiment et de la transmettre (munie de son propre poids) au sol de la fondation sur une section de 600m^2

V-9-1-2-Sous-programme (input) :

- **Construction du modèle :**

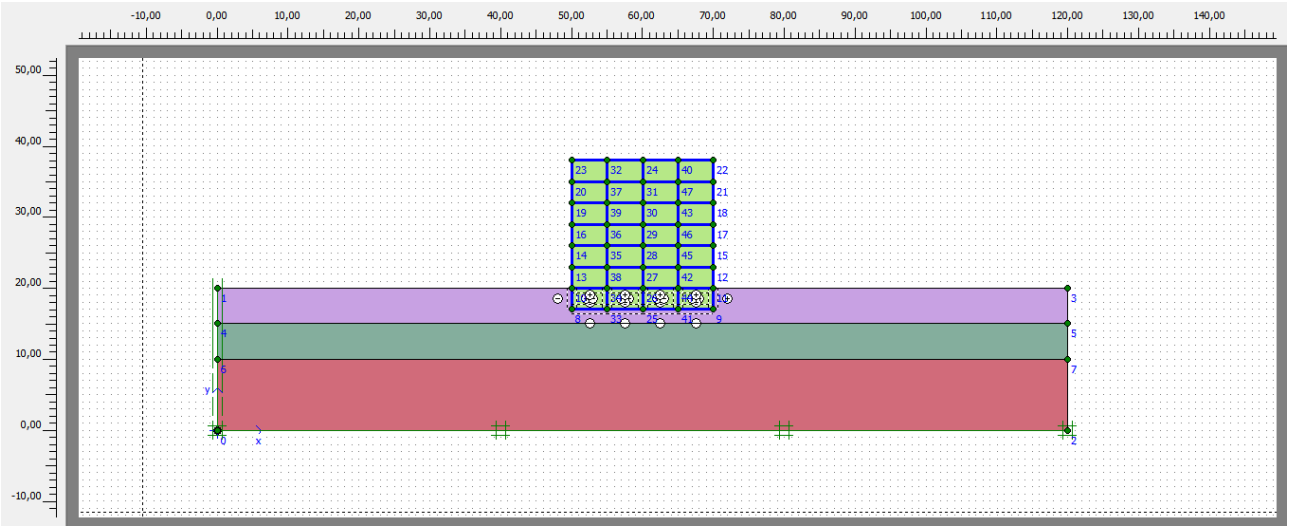


Fig.V.144 : limite géométrique du modèle choisi.

- **Génération de la pression interstitielle :**

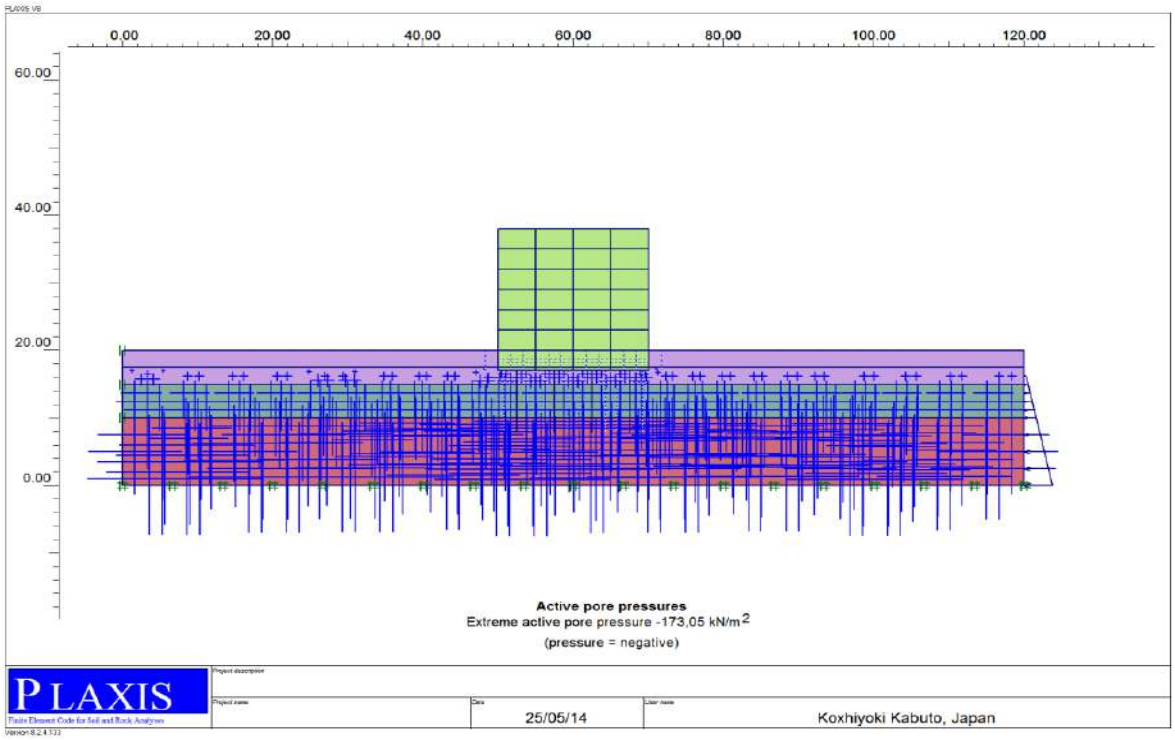


Fig.V.145 : Génération de la pression interstitielle.

- **Génération des contraintes effectives :**

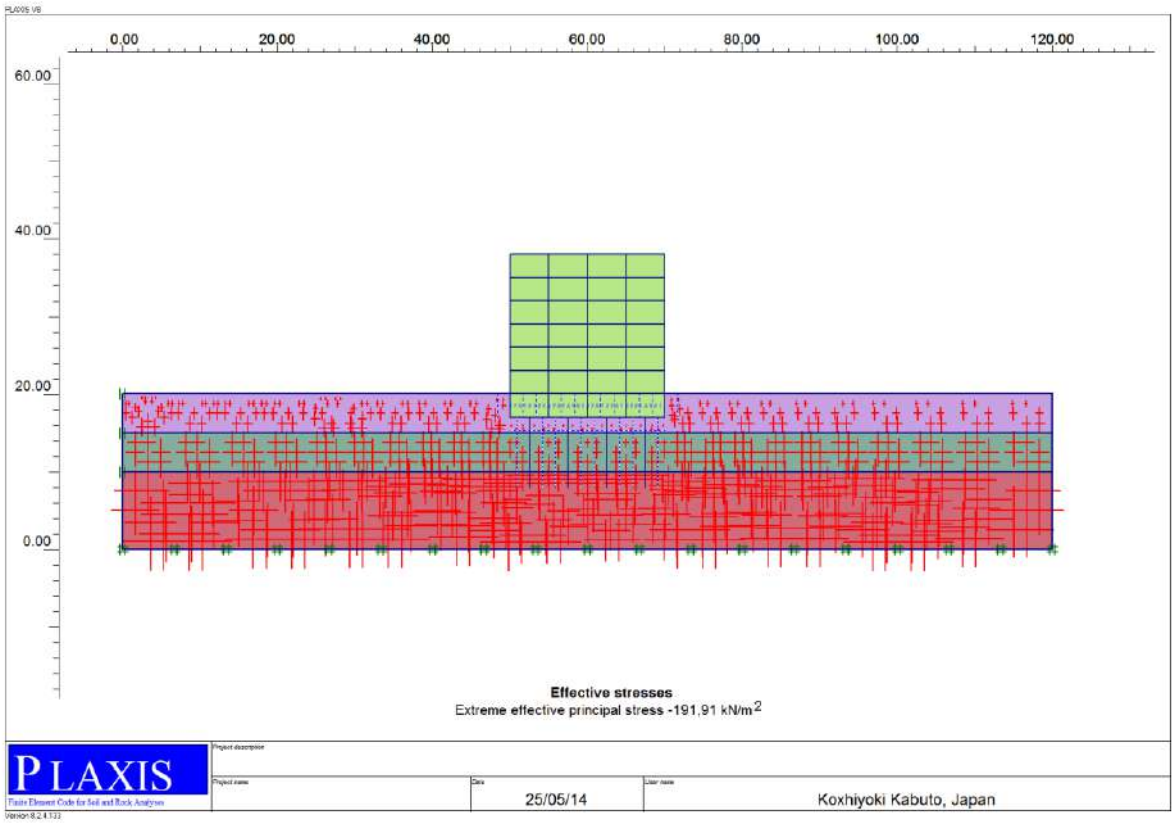


Fig.V.146 : Génération des contraintes effectives.

V-9-1-3-Sous-programme (calculate) :

- **Progression du calcul :**

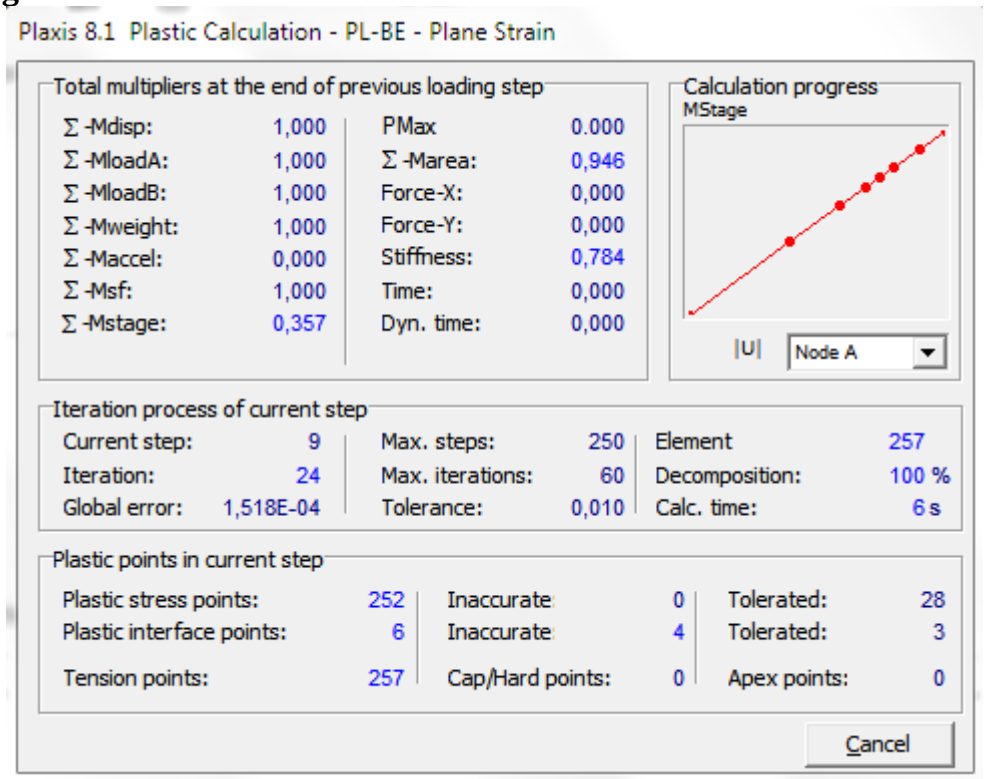


Fig.V.147 : progression de calcul.

V-6-1-4- Sous-programme « Output »:

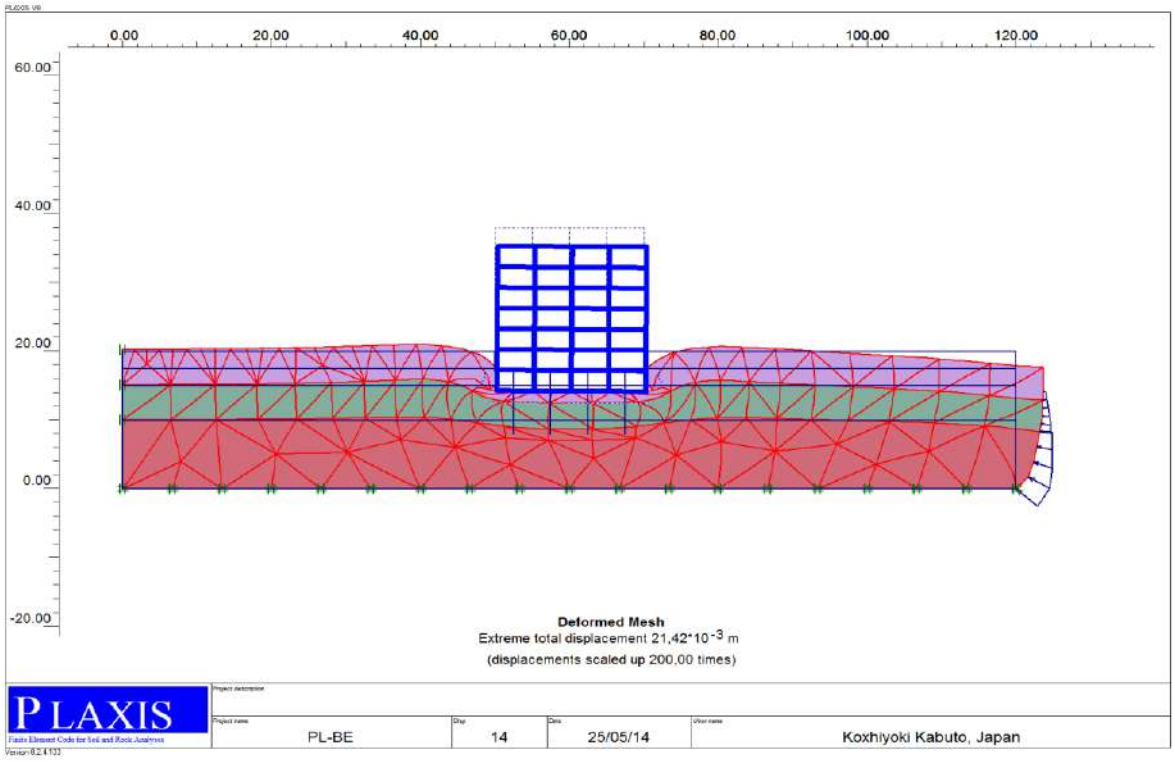


Fig.V.147 : Déformation du modèle.

V-9-2- Analyse et vérification de la stabilité du système sol-bâtiment en charge statique pour le cas d'un système de fondation Radier-pieux:

V-9-2-1-Sous-programme (input) :

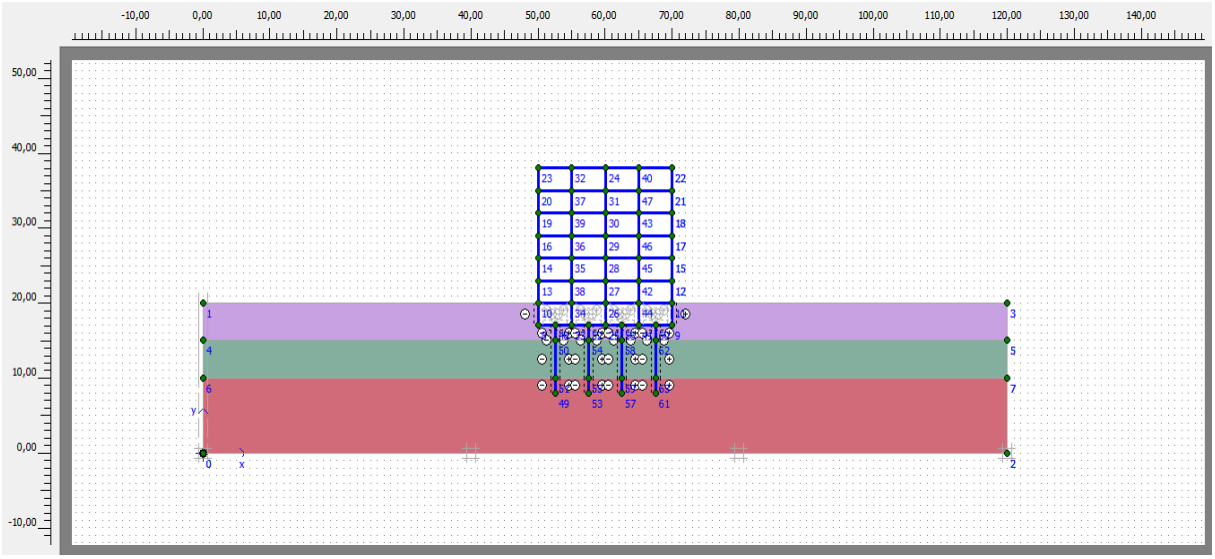


Fig.V.148 : limite géométrique du modèle choisi.

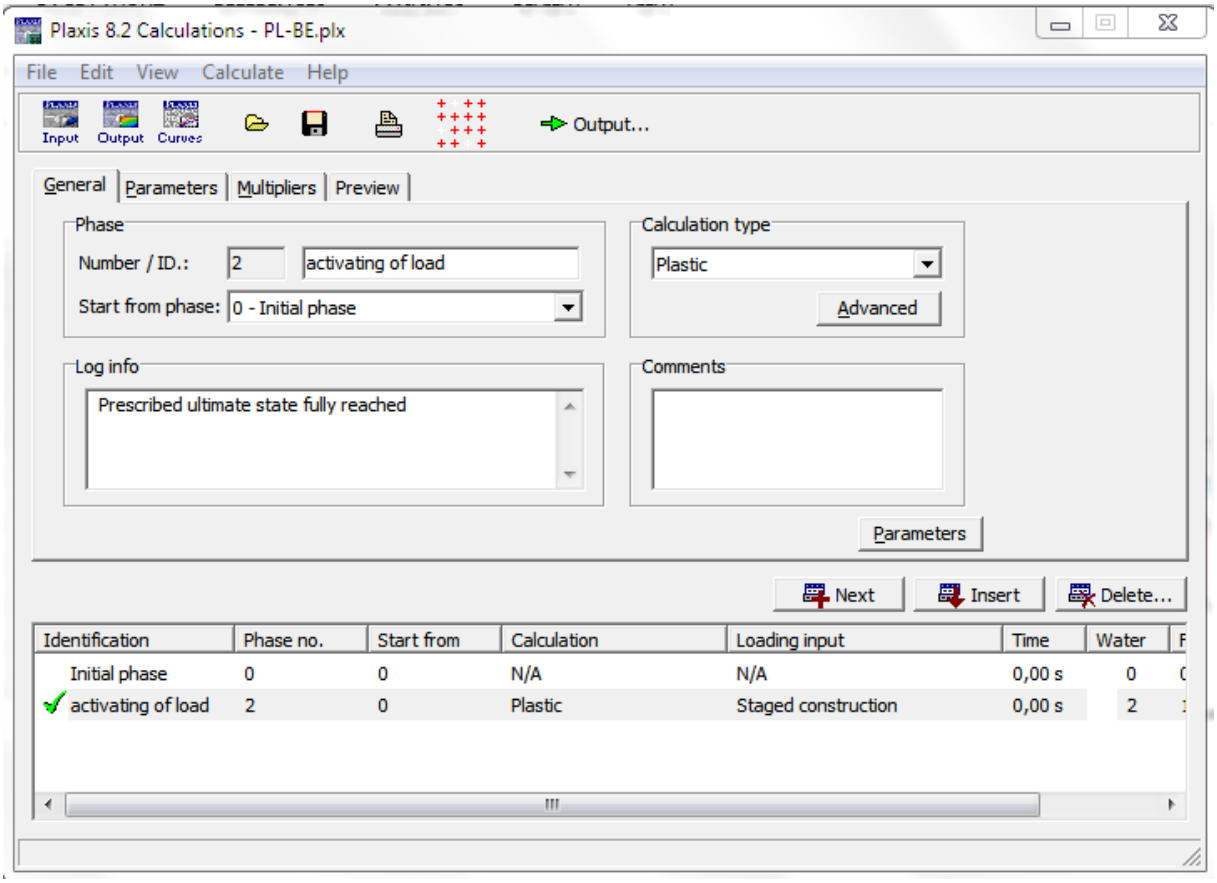


Fig.V.149 : résultats montrant la réussite des deux phases de calculs qui s'affichent en couleur verte.

V-6-2-2-Sous-programme (output) :

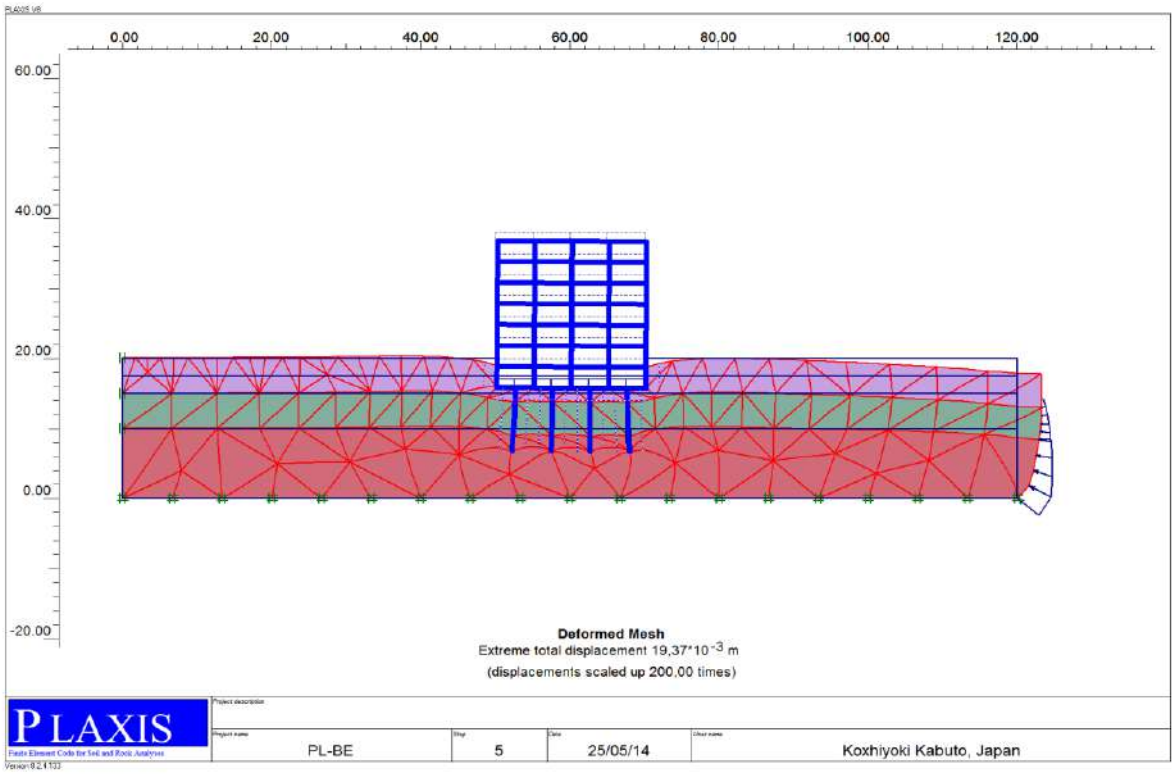


Fig.V.150 : Déformation du modèle.

- **Degré de saturation et les points plastiques:**

  a) degré de saturation :

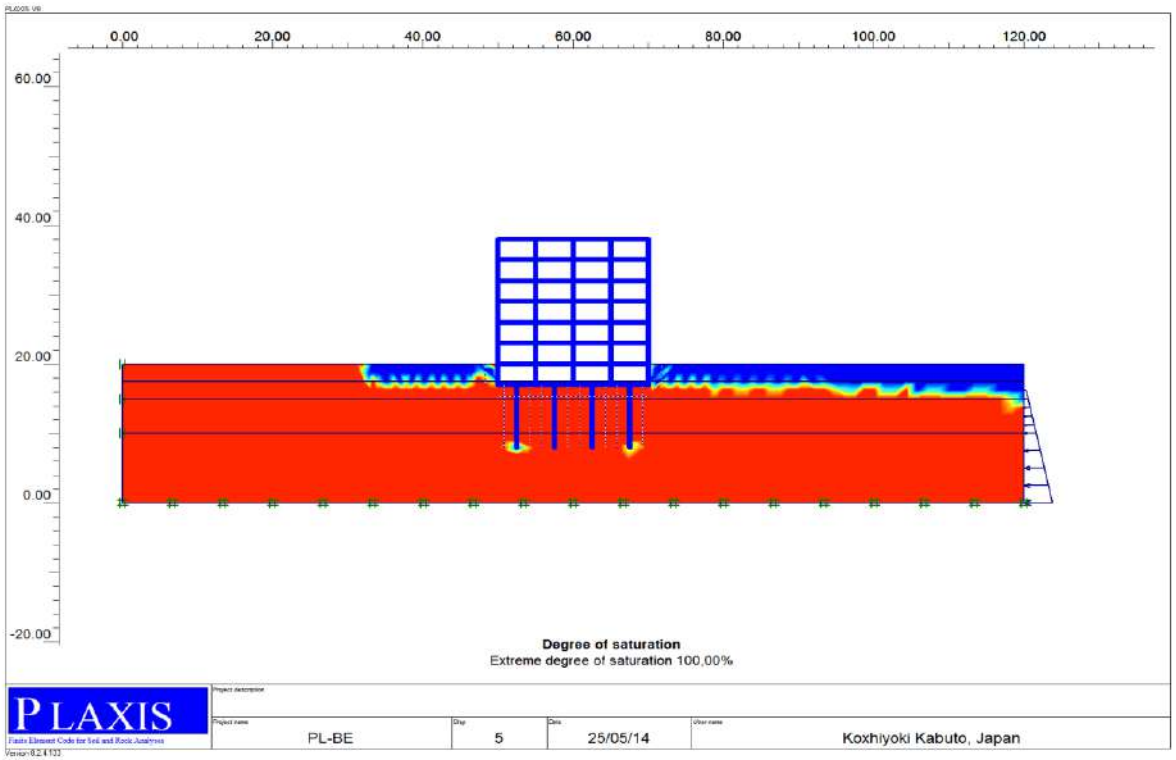


Fig.V.151 : degré de saturation.

b) La distribution des points plastiques :

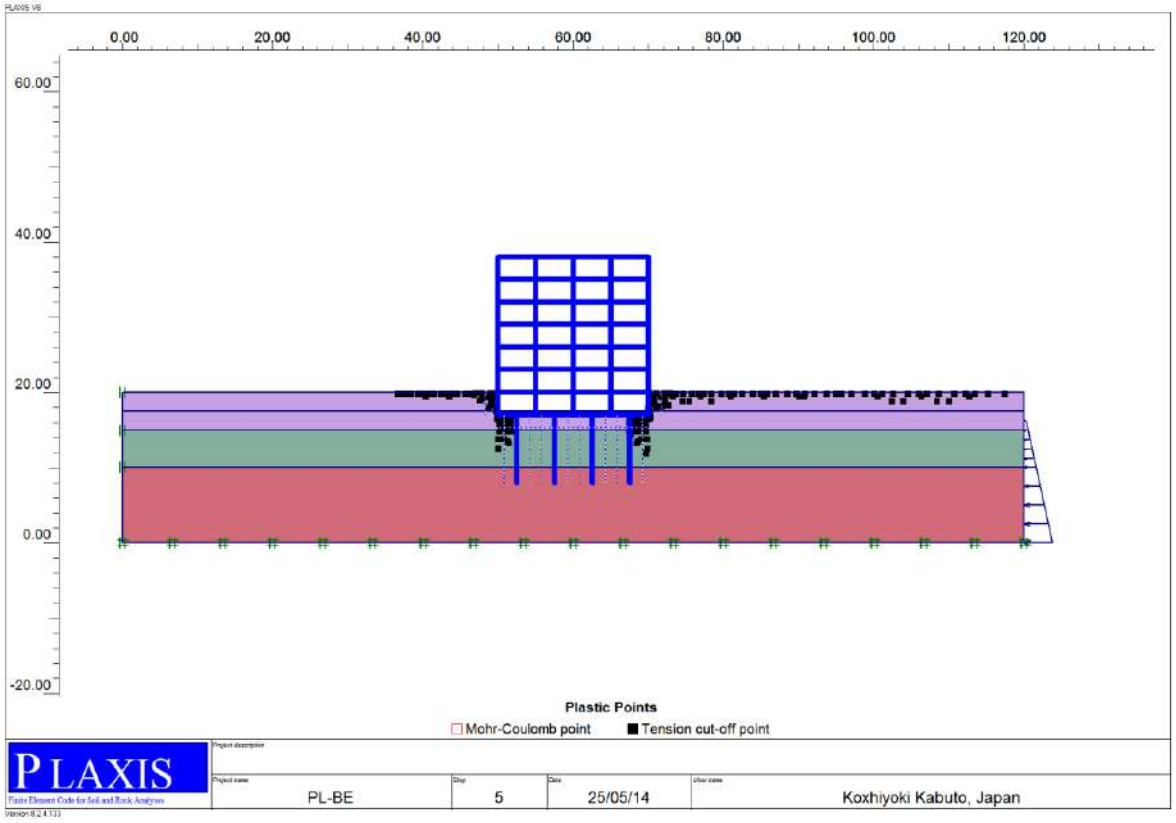


Fig.V.152 : la distribution des points plastiques.

- **Déplacements engendrés :**

a) Déplacements totaux (DT):

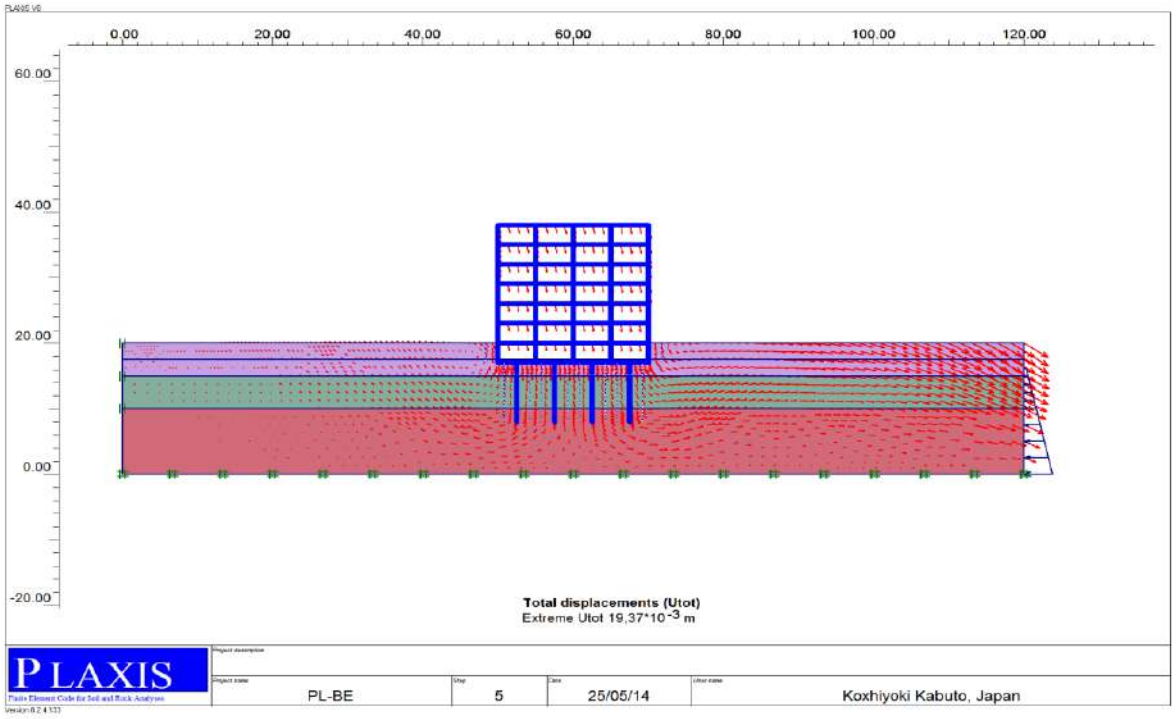


Fig.V.153 : Déplacement total engendré dans le modèle.

b) Déplacements horizontaux (DH):

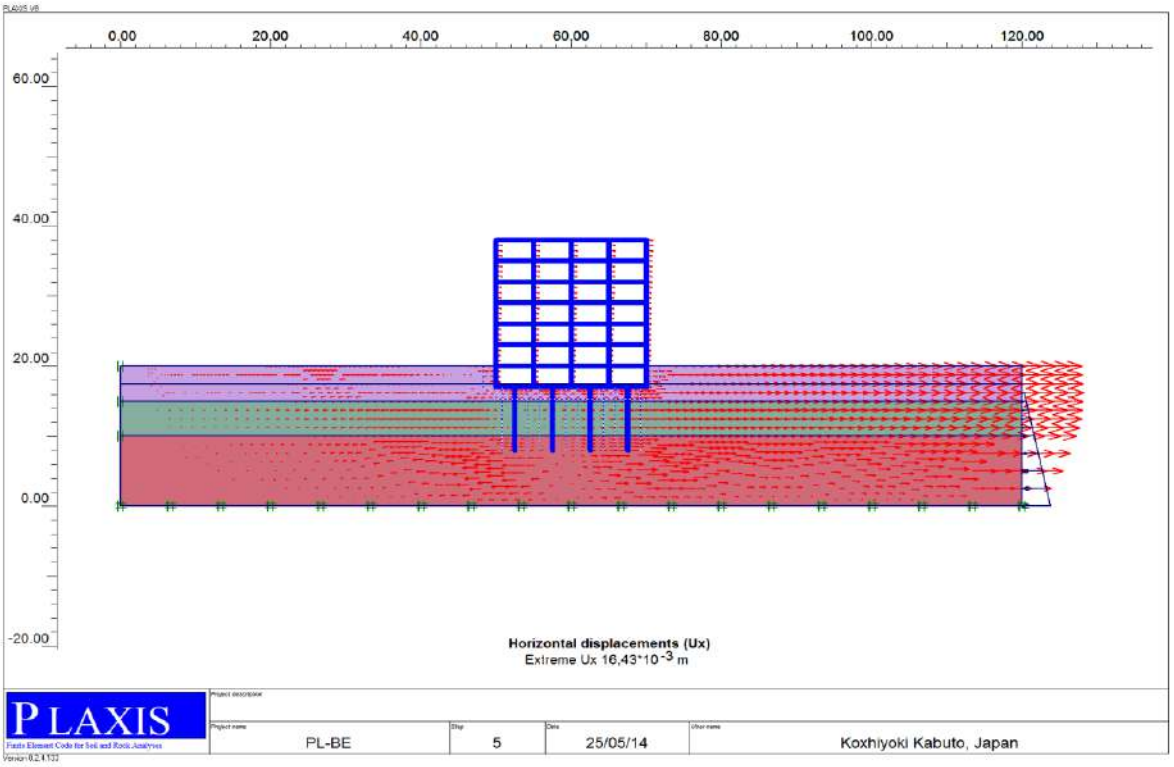


Fig.V.154 : Déplacements horizontaux engendré dans le modèle.

c) Déplacement verticaux (DV):

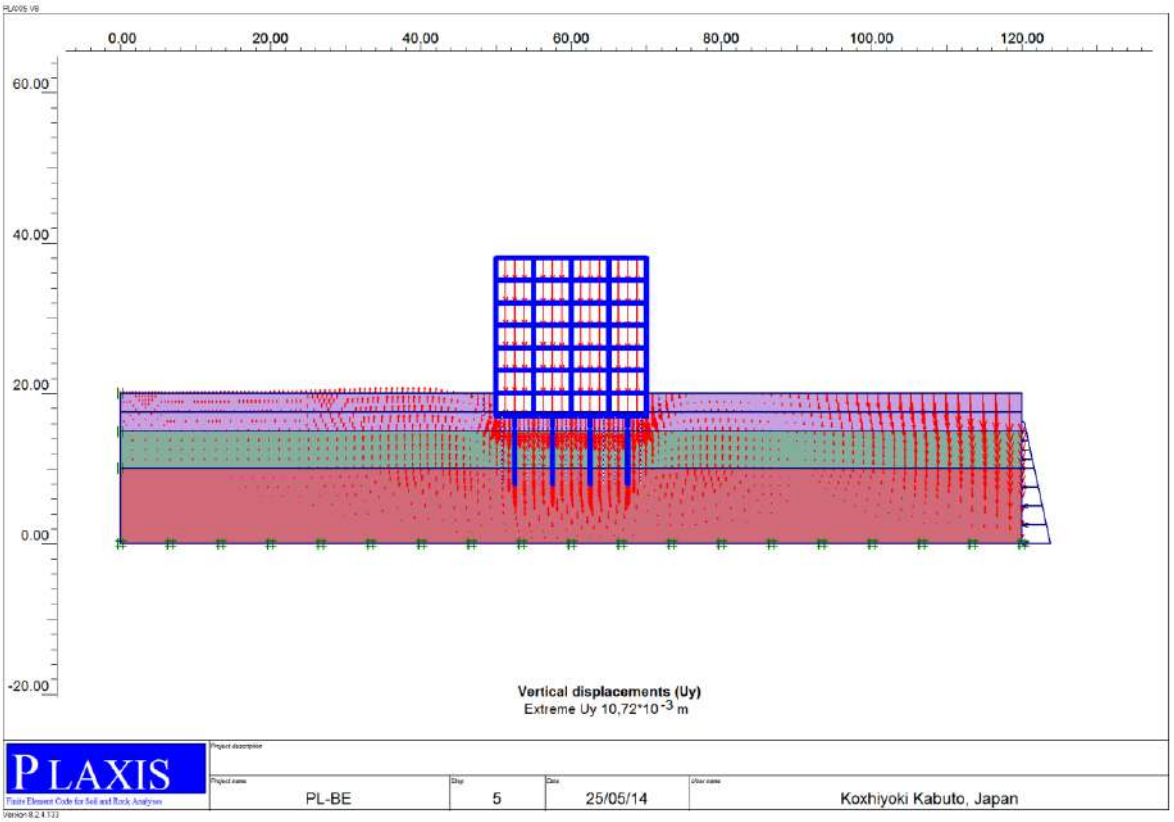


Fig.V.155 : Déplacements verticaux engendré dans le modèle.

Tableau.V.10 résumant les différents types de déplacements engendrés :

DT (m)	DV (m)	DH (m)
1,937	1,072	1,643

- **Evolution des déplacements :**

a) Coupe (I.a) Entre 0 et 2.5m :

a-1- Déplacement total :

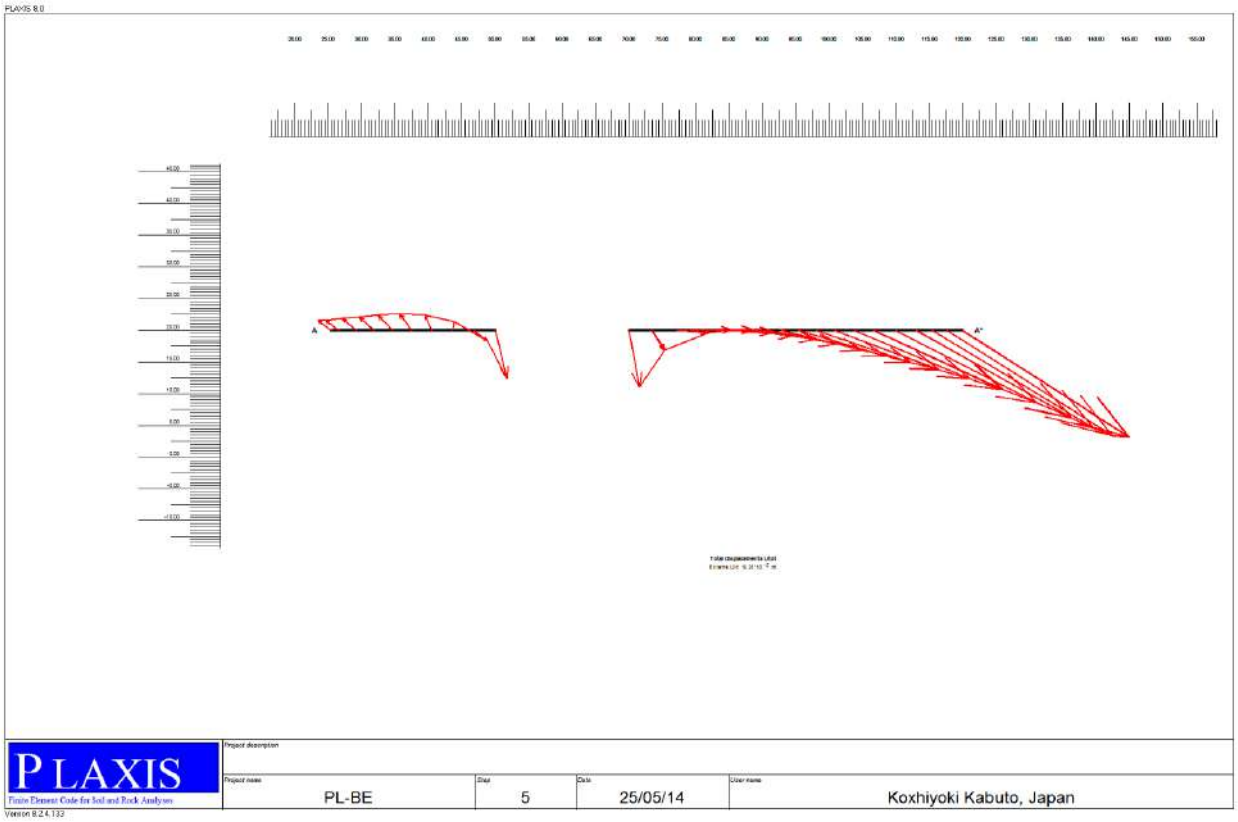


Fig.V.155 : Vue en coupe d'un déplacement total en unité (I.a).

a-2- Déplacement vertical :

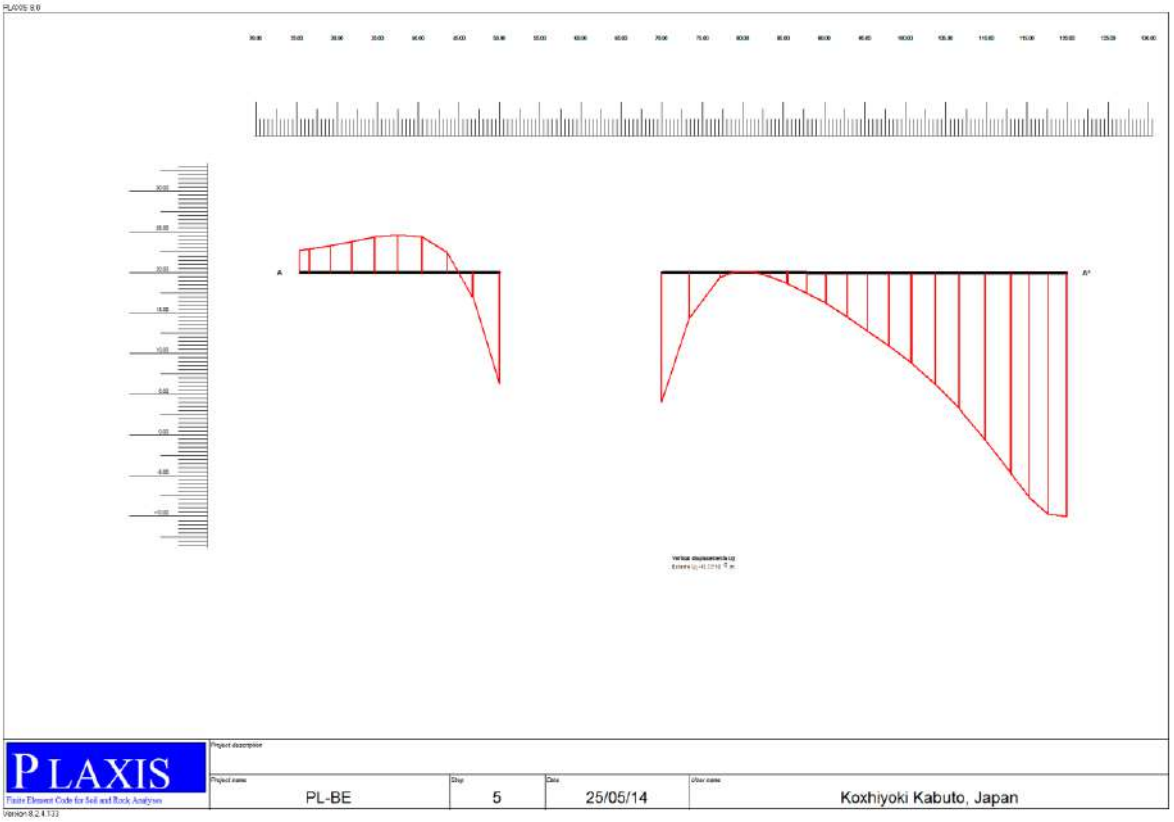


Fig.V.156 : Vue en coupe d'un déplacement vertical en unité (I.a).

a-3- Déplacement horizontale :

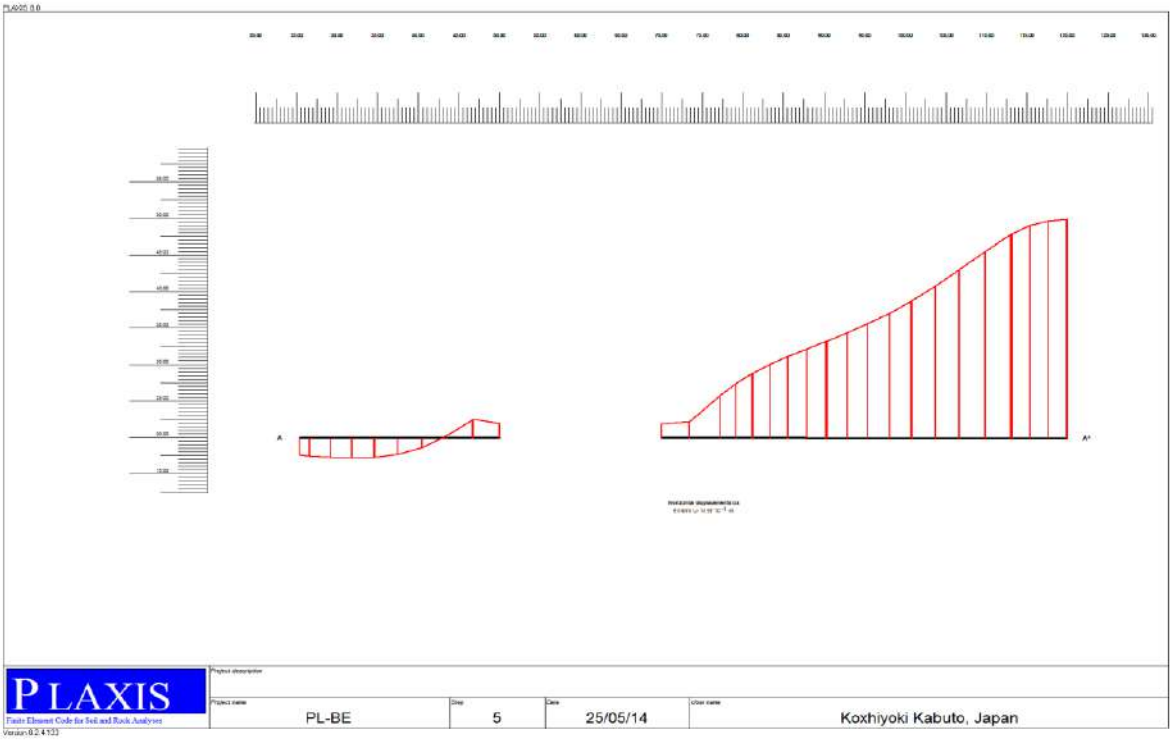


Fig.V.157 : Vue en coupe d'un déplacement horizontale en unité (I.a).

b- Coupe (I.b) entre 2.5 et 5m :

b-1- Déplacement total :

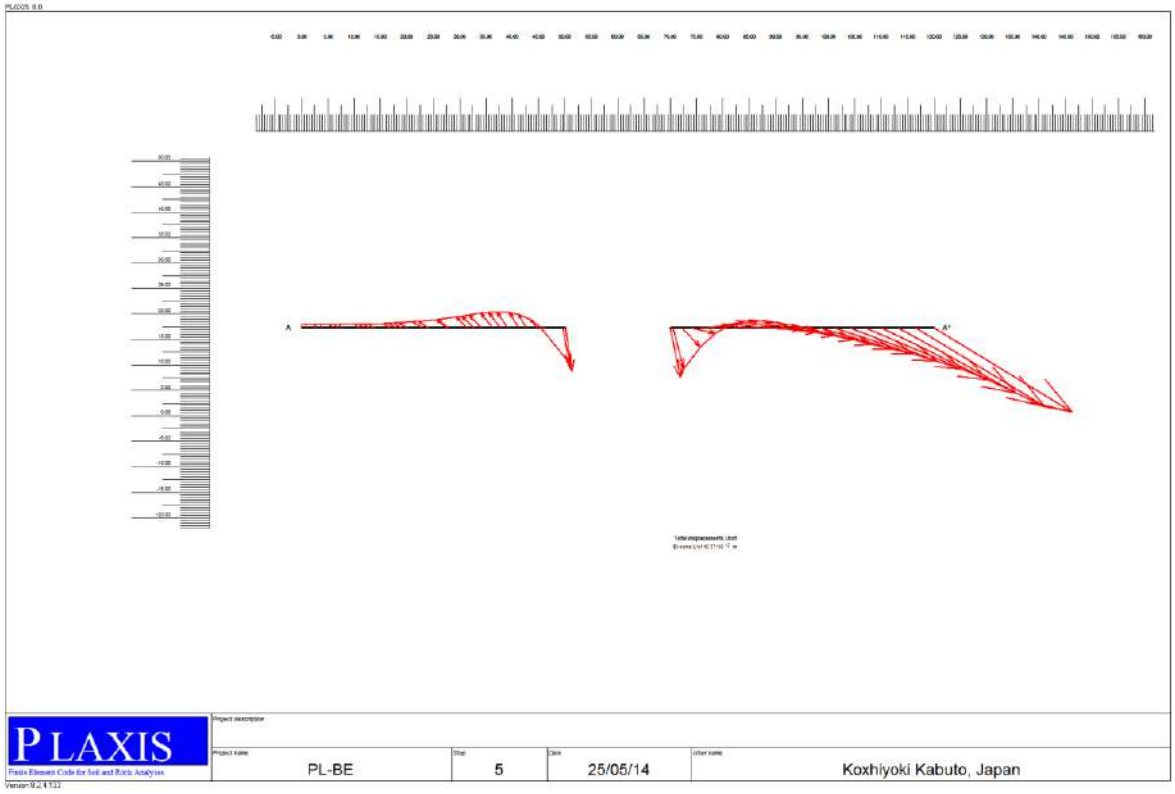


Fig.V.158 : Vue en coupe d'un déplacement total en unité (I.b).

b-2- Déplacement horizontale :

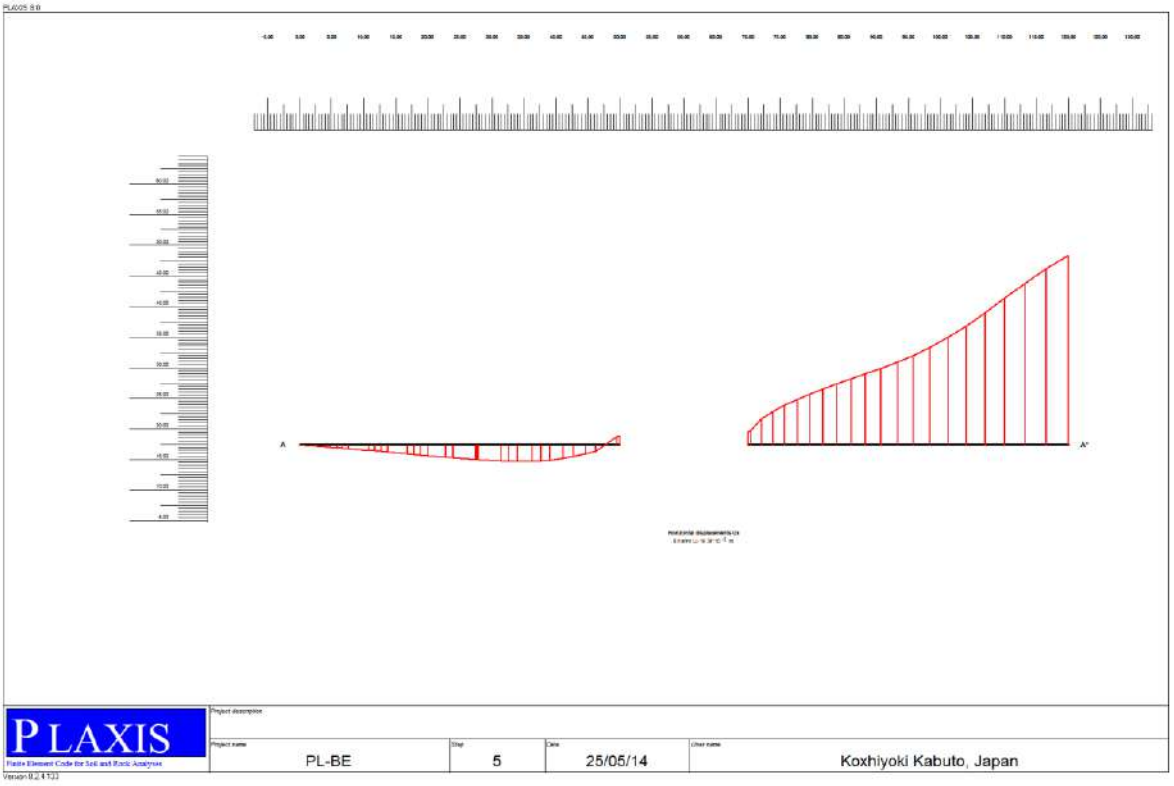


Fig.V.159 : Vue en coupe d'un déplacement horizontale en unité (I.b).

b-3- Déplacement verticale :

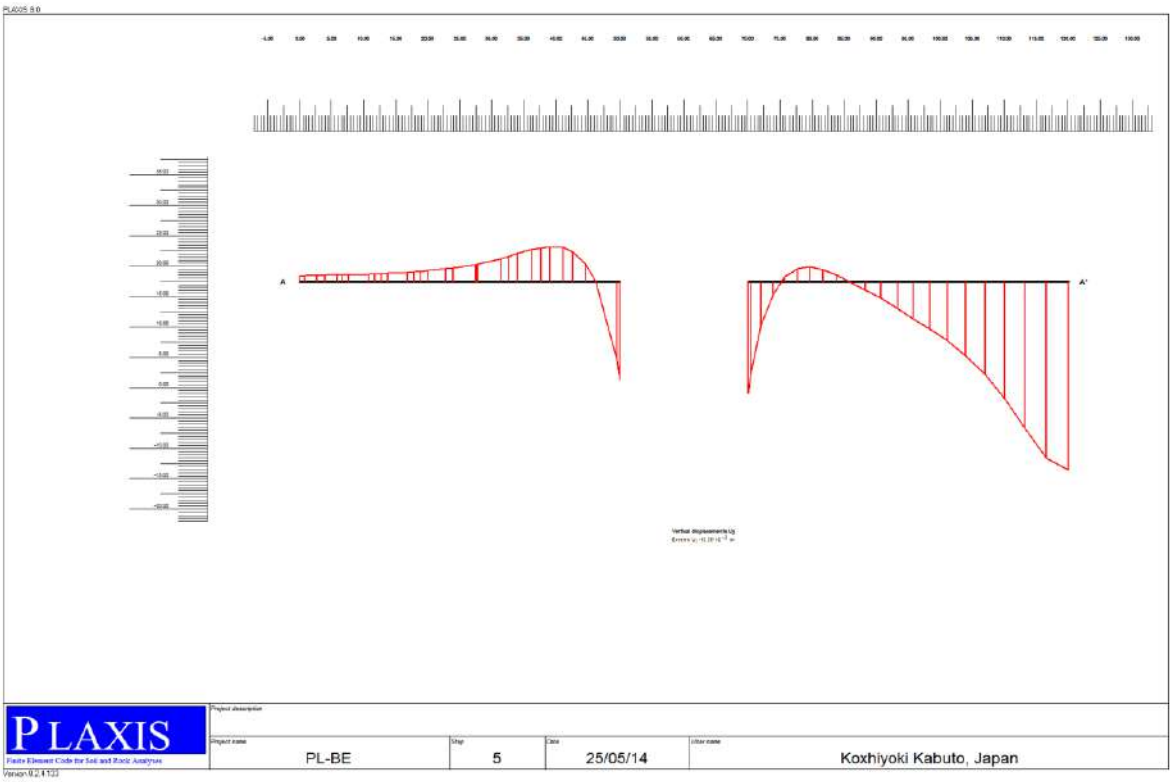


Fig.V.160 : Vue en coupe d'un déplacement vertical en unité (I.b).

c- Coupe (II) entre 5 et 10m :

c-1- Déplacement totale :

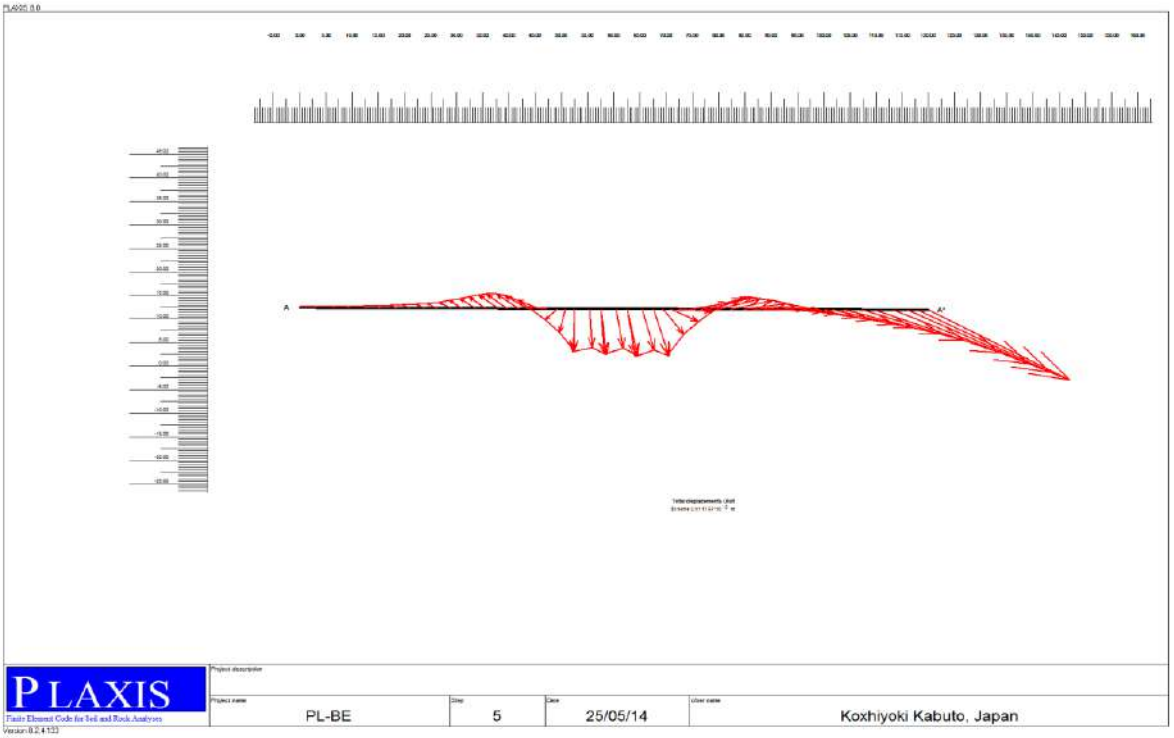


Fig.V.161 : Vue en coupe d'un déplacement totale en unité (II).

c-2- Déplacement horizontale :

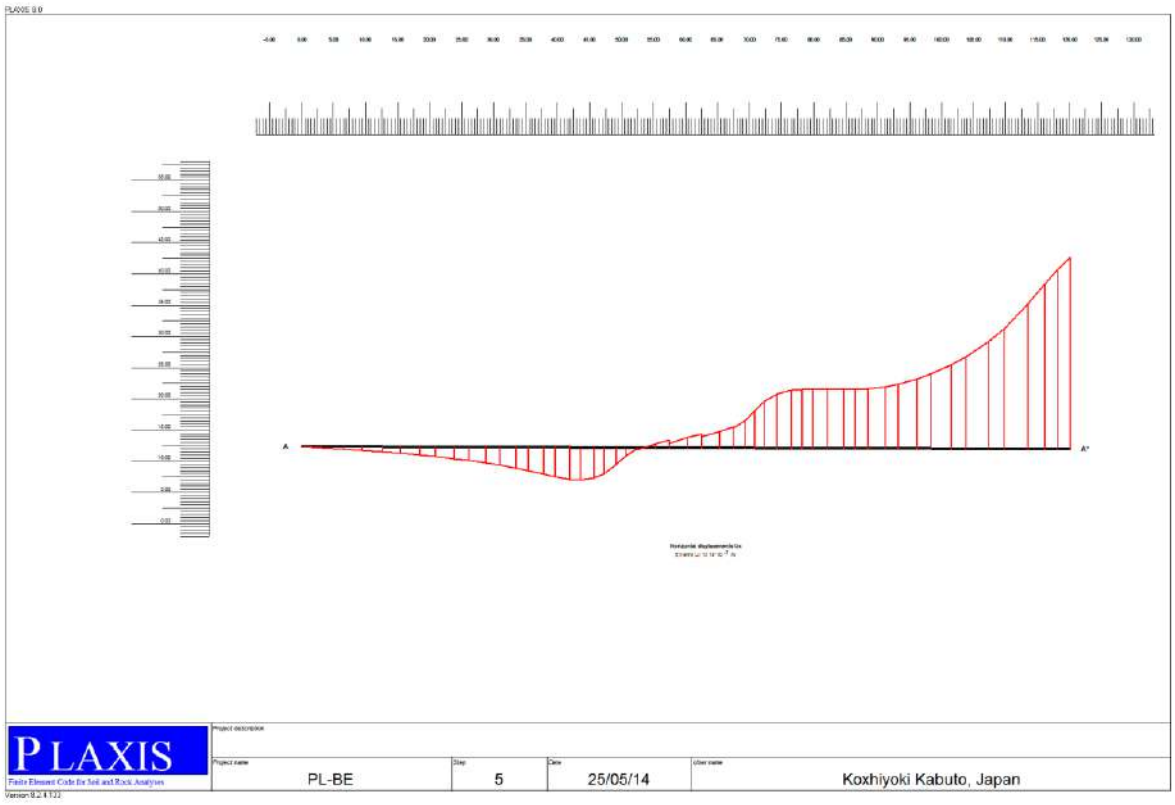


Fig.V.162 : Vue en coupe d'un déplacement horizontale en unité (II).

c-3- Déplacement verticale :

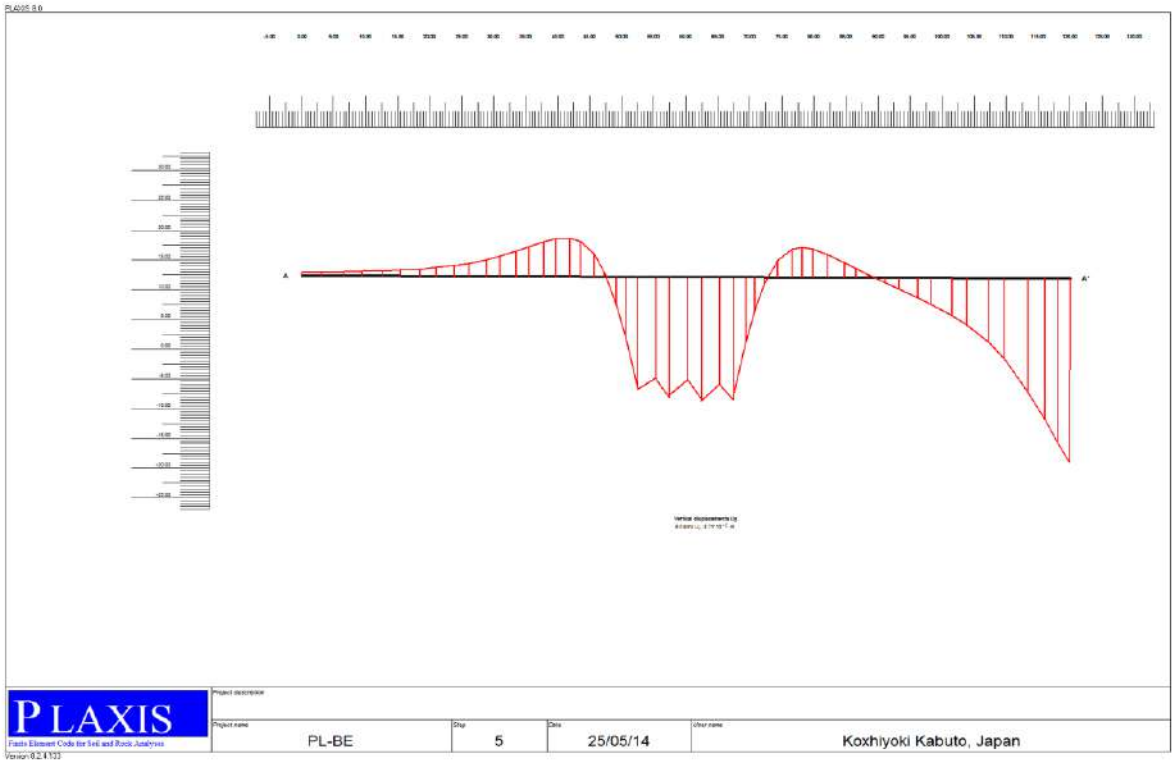


Fig.V.163 : Vue en coupe d'un déplacement vertical en unité (II).

d) Coupe (III.a) entre 10 et 15m :

d-1- Déplacement totale :

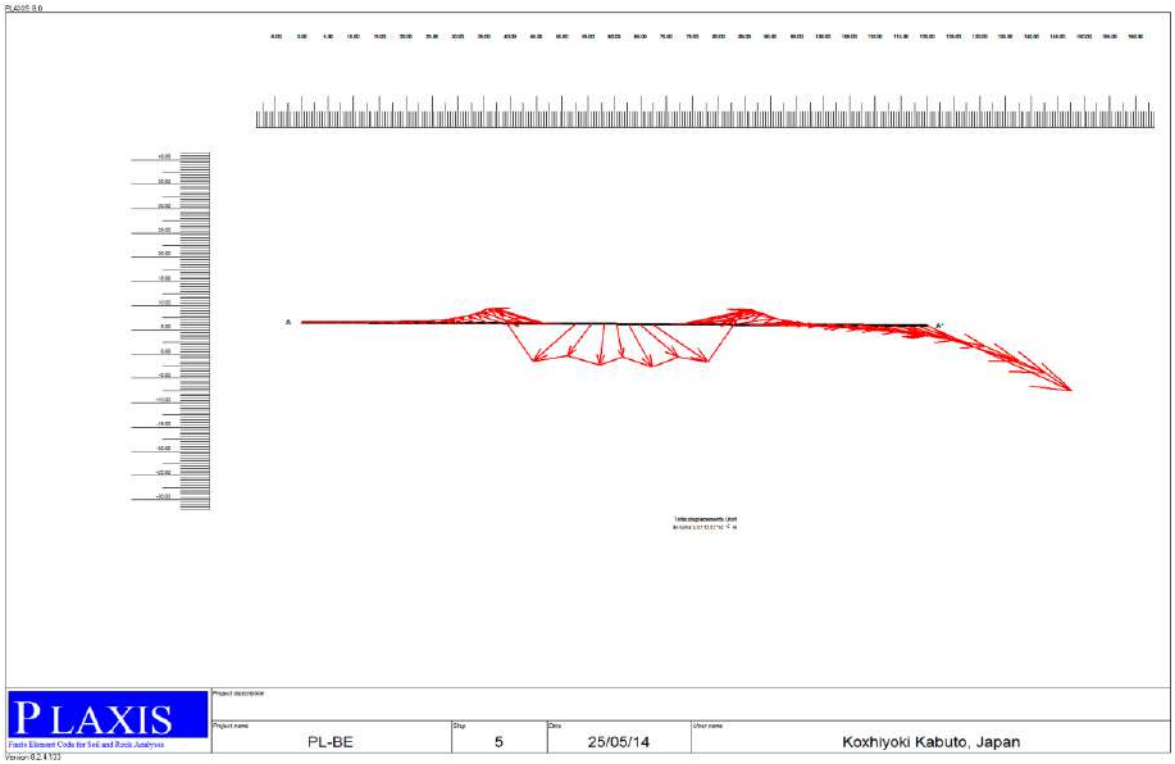


Fig.V.164 : Vue en coupe d'un déplacement total en unité (III.a).

d-2- Déplacement horizontale :

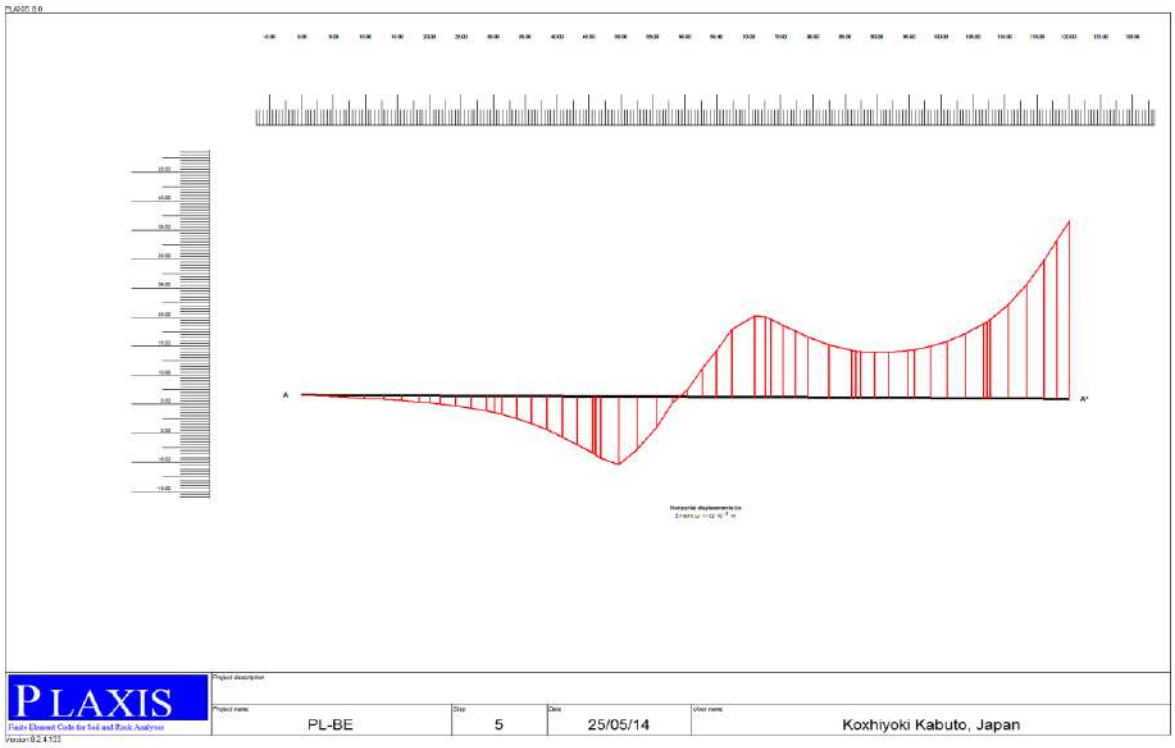


Fig.V.165 : Vue en coupe d'un déplacement horizontal en unité (III.a).

d-3- Déplacement verticale :

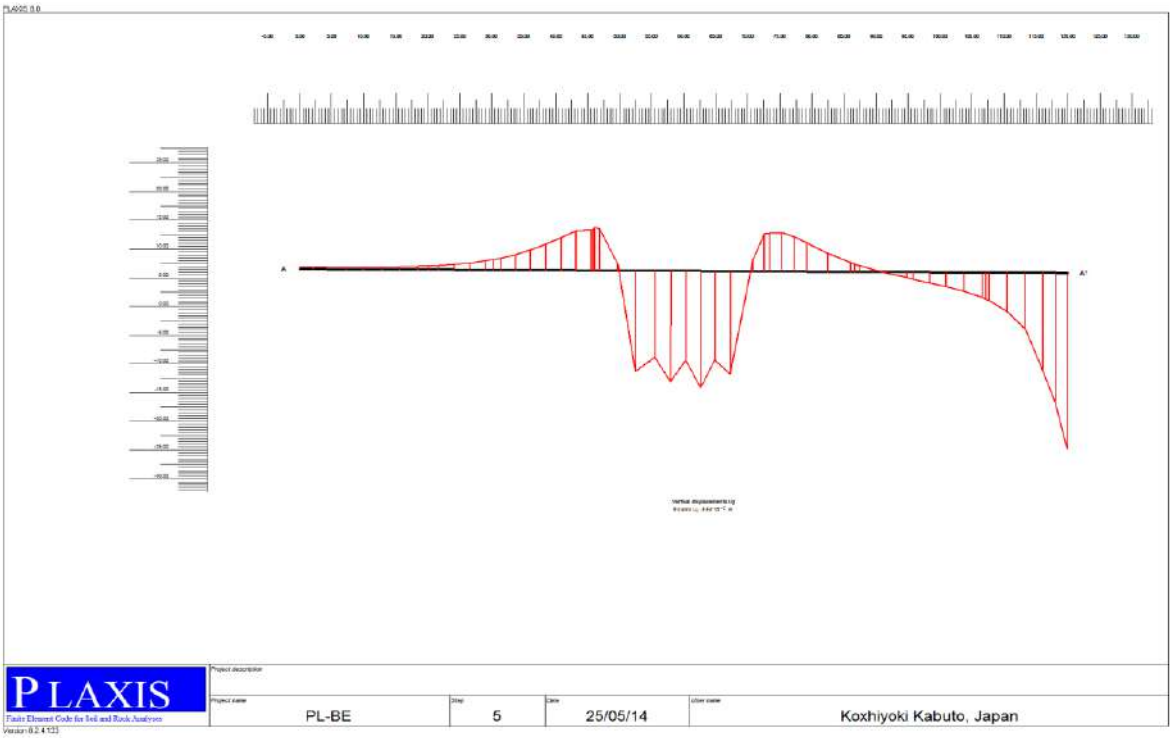


Fig.V.166 : Vue en coupe d'un déplacement horizontal en unité (III.b).

e) Coupe (III.b) entre 15 et 20m :

e-1- Déplacement totale :

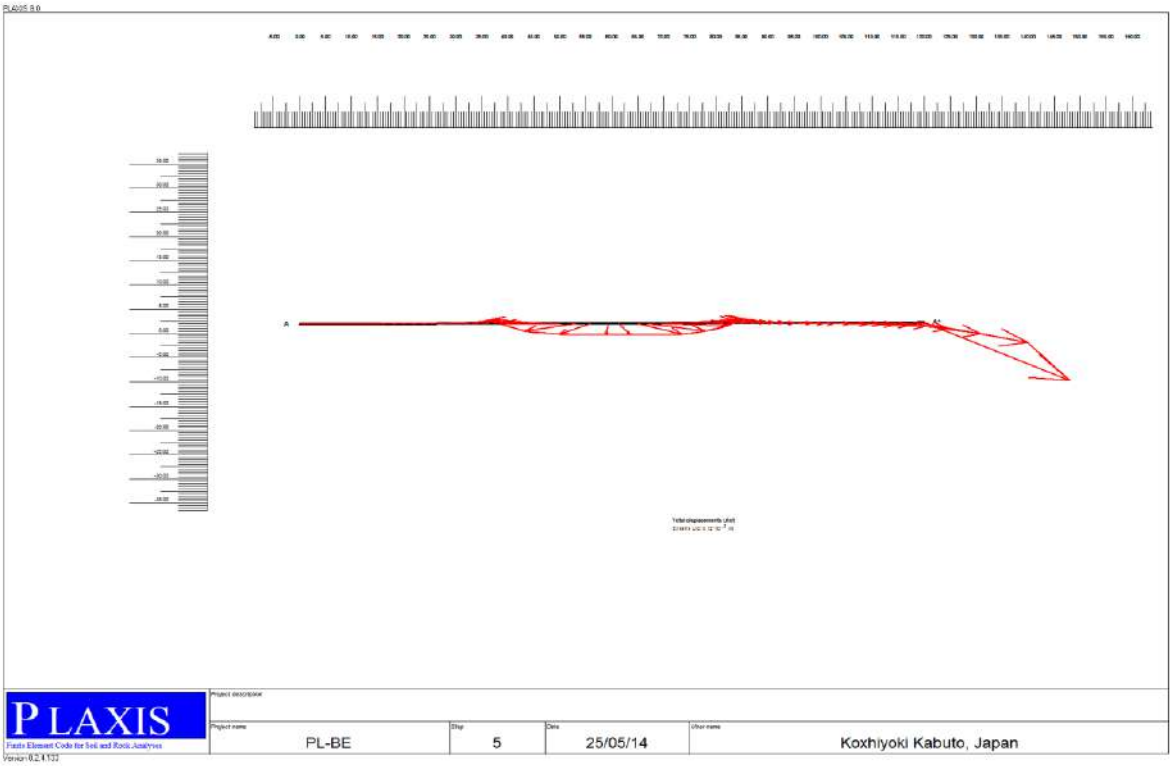


Fig.V.167 : Vue en coupe d'un déplacement total en unité (III.b).

e-2- Déplacement horizontale :

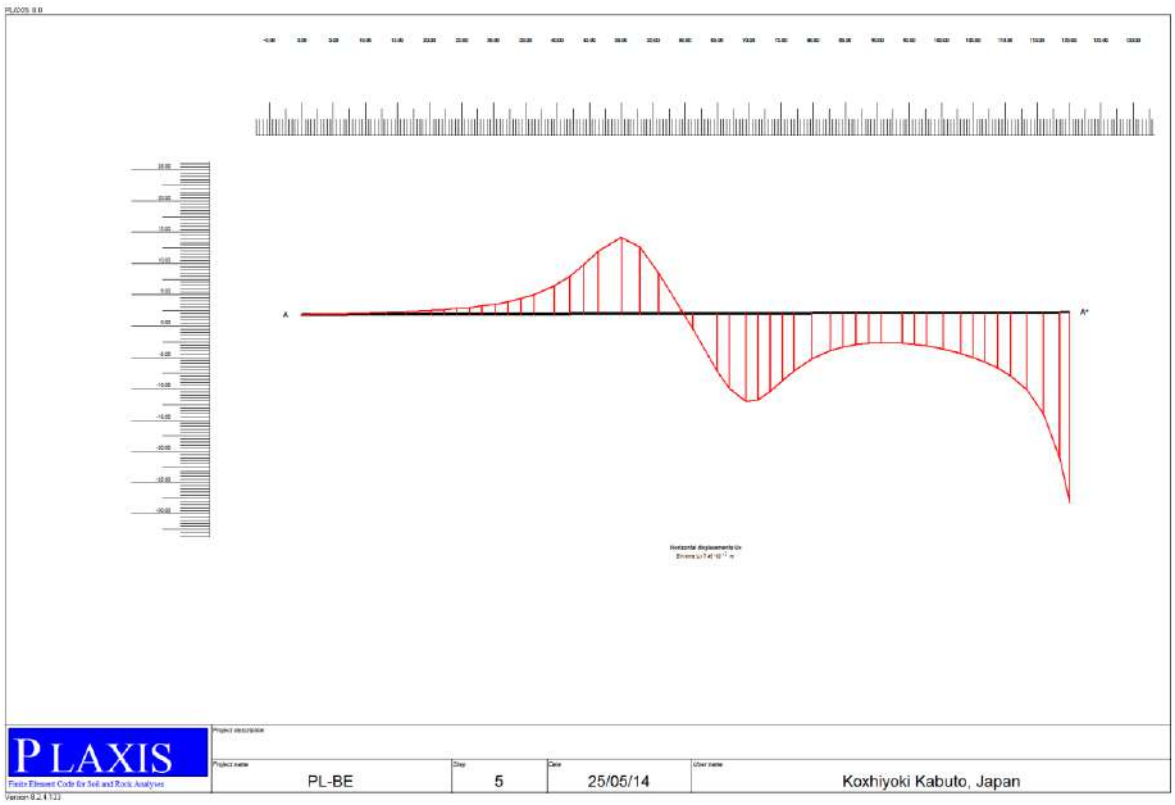


Fig.V.168 : Vue en coupe d'un déplacement horizontal en unité (III.b).

e-3- Déplacement verticale :

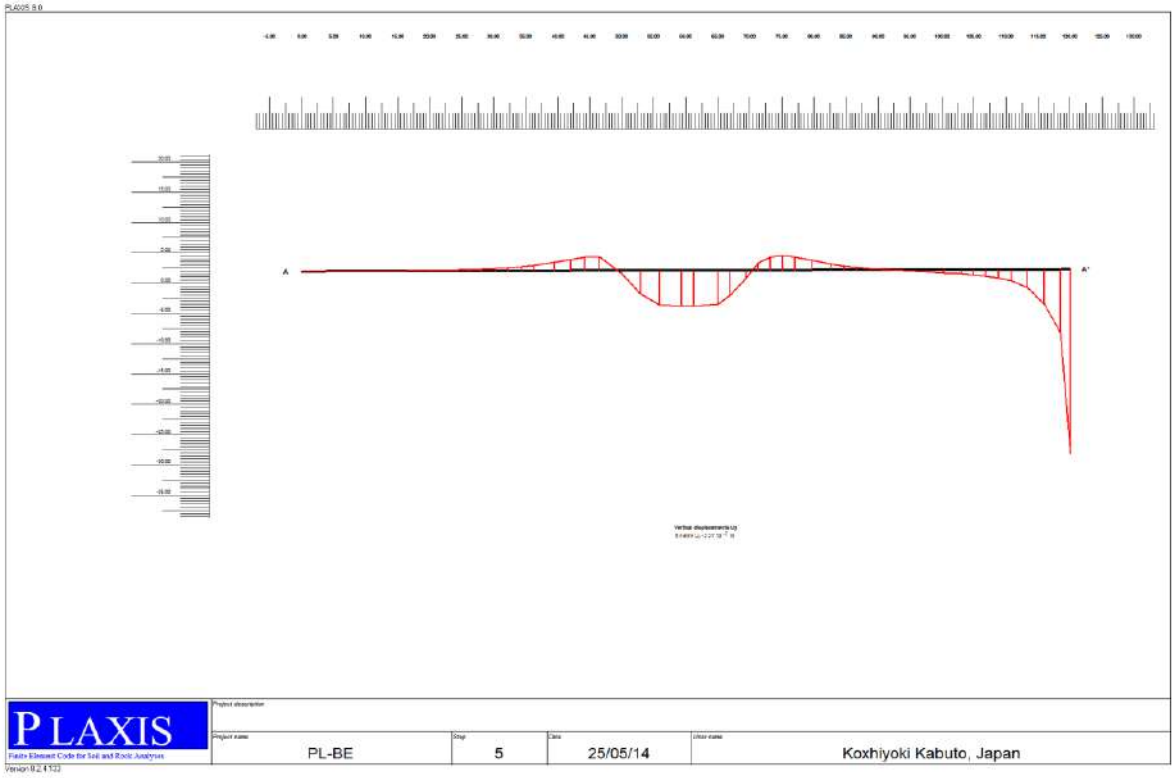


Fig.V.169 : Vue en coupe d'un déplacement vertical en unité (III.b).

Tableau.V.10 : résumant les différents types de déformations en fonction de la profondeur :

Coupes	(I.a)	(I.b)	(II)	(III.a)	(III.b)
Position de la coupe	Entre 0 et 2.5m	Entre 2.5 et 5m	Entre 5 et 10m	Entre 10 et 15m	Entre 15 et 20m
Déplacement vertical (cm)	-1,073	-1,036	-0,71	0,564	-0,321
Déplacement Horizontal (cm)	1,599	1,636	1,574	1,162	0,746
Déplacement Total (cm)	1 ,926	1,937	1,799	1,292	0,812

D'après le tableau ci-dessous, on constate que les déplacements totaux diminuent avec la profondeur où nous avons enregistré un déplacement maximal dont l'intervalle «2.5 et 5m» de l'ordre 1.937cm, et un déplacement minimal de l'ordre de 0.812 cm qui est correspond à l'intervalle « 15 à 20m ».

V-6-3-Sous-programme Curves :

V-6-3-1- courbe contrainte-déformation (radier) :

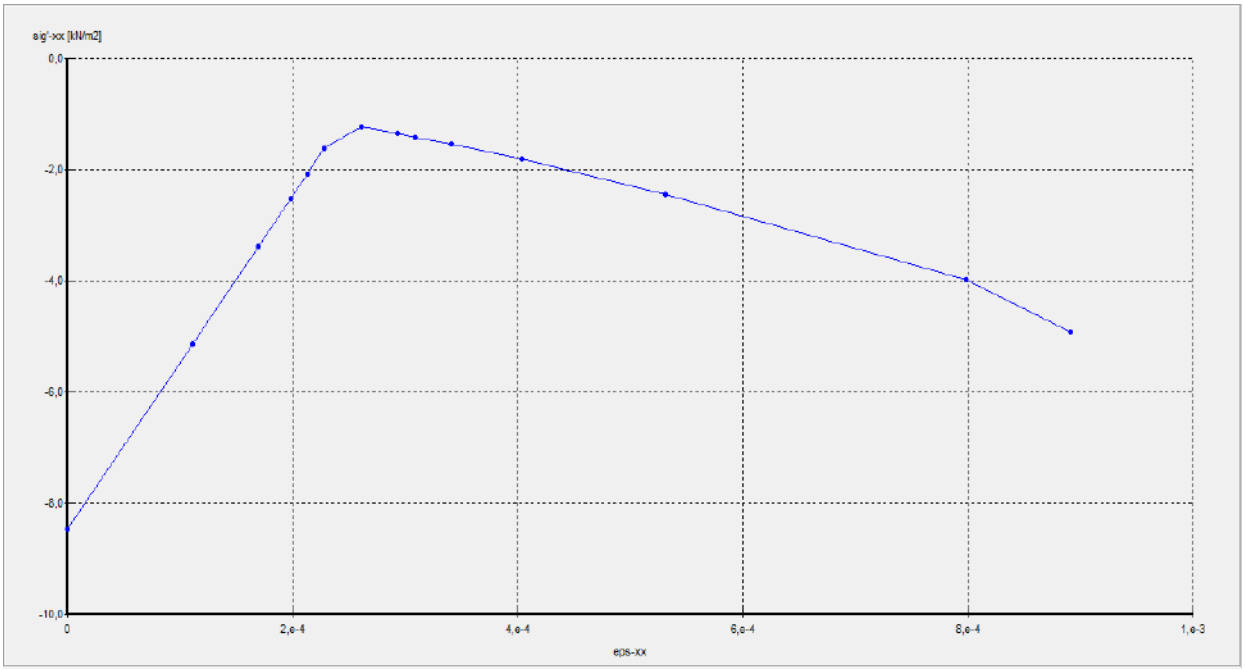


Fig.V.170 : courbe contrainte-déformation (radier).

La courbe du (Ϭ-ξ) modèle analyse (cas radier) présente trois domaine :

- Domaine d'élasticité linéaire très étroit qui correspond à un module d'élasticité ($E_e = 161{,}07 KN/m^2$), ce qui explique la (bonne ou la mauvaise) résistance

- Domaine de plasticité qui est presque nul à explique que la marne est très dure.
- Domaine de rupture qui est très long irréversible (ne reprend pas sou état initial).

V-6-3-2- courbe contrainte-déformation (radier-pieu) :

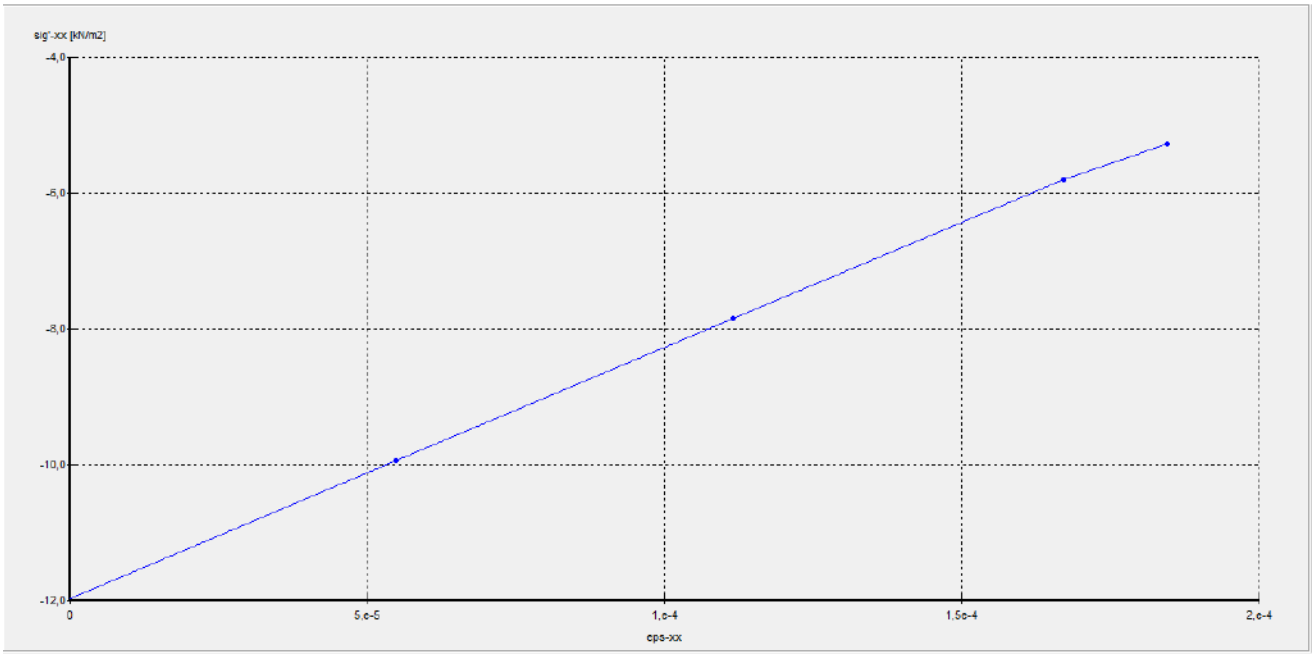


Fig.V.171 : courbe contrainte-déformation (radier-pieu).

La courbe du (Ϭ-ξ) modèle analyse (cas radier-pieu) ne présente qu'un seul domaine de déformation élastique avec un module d'élasticité ($E_e = 200{,}22KN/m^2$) ce qui explique rôle important du système radier-pieu ou on assiste à une absence entière de la rupture malgré l'augmentation de la contrainte.

Conclusion :

Pour le cas d'un calcul statique, on constate que l'utilisation soit, d'un système radier seul ou soit d'un radier-pieux peut être envisagé en vue du faible déplacement enregistré, mais les contraintes économiques exigent l'utilisation d'un système de fondation qui est moins coûteux avec sécurité maximale, à ce moment-là, on doit choisir le système radier seul.

Introduction

Les marnes du Plaisancien sont des formations qui affleurent au sud-ouest d'Alger centre, au niveau de notre secteur d'étude ; Dely-Brahim et EL-Achour.

Du point de vue géologique, la marne est une roche sédimentaire déposée dans un milieu marin peu profond, elle résulte de la sédimentation de la matière organique et minérale et constitue d'un mélange d'argile et de carbonate, formant une transition entre les calcaires et les argiles. Dans la plupart des cas, la marne a un comportement intermédiaire.

Les argiles marneuses et les marnes proprement dites ont des propriétés voisines de celles des argiles, leurs sensibilités à l'eau diminuent lorsque la proportion du calcaire augmente.

Les argiles marneuses sont utilisées dans différents domaines tels que la fabrication des briques, des tuiles et des carreaux de céramique, néanmoins leur réutilisation comme sol de fondation ou comme matériau de remblai pose d'énormes problèmes, du fait que ces formation sont évolutives, caractérisées par une altération (argilisation) qui les rendent très sensibles à l'eau, cette sensibilité se manifeste par des gonflements, des retraits et par des instabilités de talus et aussi par une modification des caractéristiques mécaniques. A cet effet, la reconnaissance géotechnique est indispensable pour une meilleure connaissance des caractéristiques mécaniques des sols. Celle-ci est principalement basée sur l'interprétation des données de l'investigation in situ et en laboratoire.

IV-1- Analyse, descriptions et détermination des différents niveaux d'altération de la couche marneuse :

IV-1-1- Essai en laboratoire :

IV-1-1-1- Limite d'Atterberg :

A partir de la classification de *Casagrande (1948) et de Mitchell (1976),* **(Fig.IV.1),** on voie que la tendance des points des unités (I et II) se dirige vers la zone des Montmorillonites et celle des Illites et au contraire, la tendance des points de l'unité (III) se prolonge vers la zone des Illites, de ceci, on constate que les Illites représentent un point de passage entre les unités (I, II) et l'unité (III), ce qui permet de dire que les marnes des deux unités (I et II) ont la tendance de gonfler plus que les marnes de l'unité (III) qui présente plus souvent un potentiel de gonflement moyen à faible.

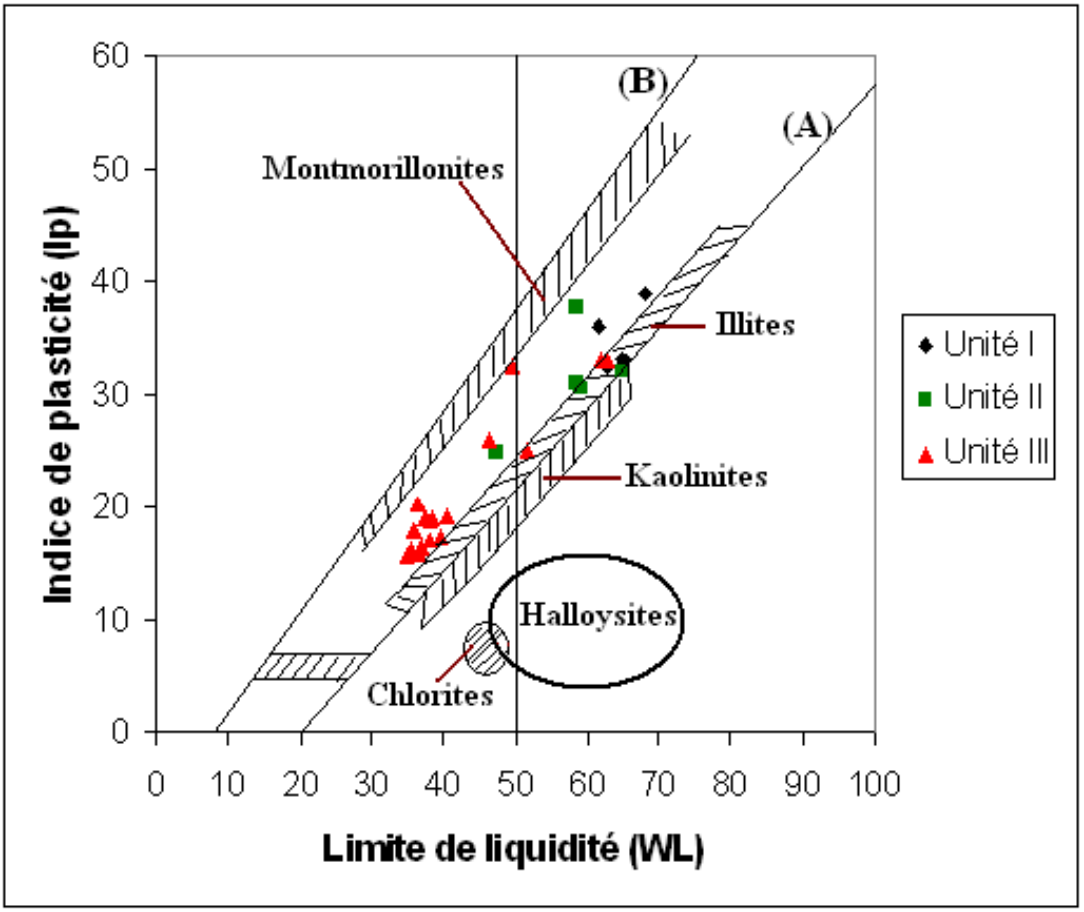


Fig.IV.1 : Illustration de la position des minéraux argileux sur l'abaque de plasticité de Casagrande en fonction des valeurs de (W_L et W_P) données par les marnes des trois unités. (D'après Casagrande, 1948 et Mitchell, 1976).

IV-1-1-2- Poids volumiques sèches et humides :

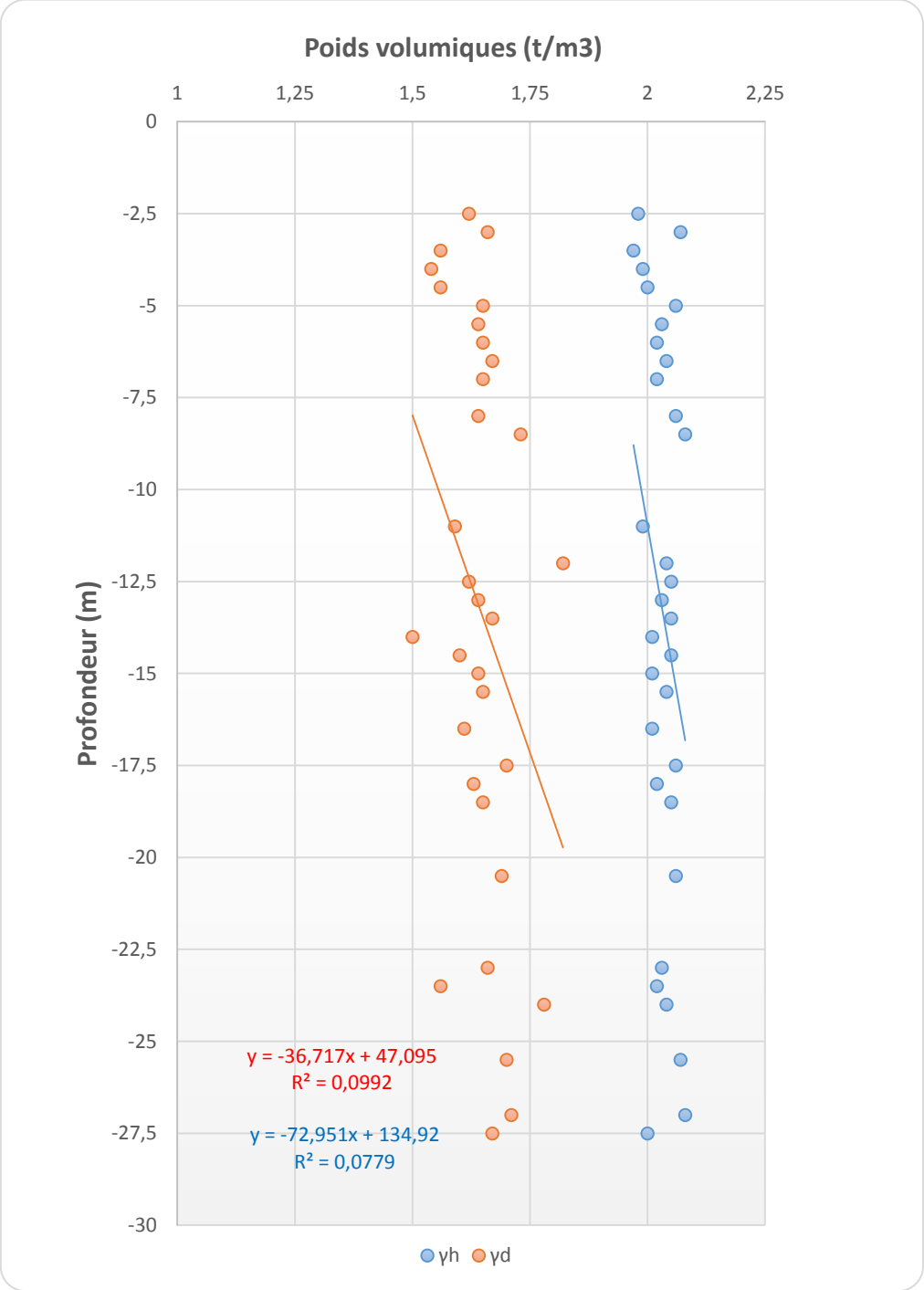


Fig.IV.2 : Variation du poids volumique sèche et du poids volumique humide en fonction de la profondeur (Z) pour les trois unités (I, II et III).

La **(Fig.IV.2)** montre la faible variation des poids volumiques sèches et humides pour les trois unités tout au long de la profondeur (Z), les valeurs du poids volumique humide varient de 19 à 21 KN/m^3, tandis que, celles du poids volumique sèche peuvent atteindre 18 KN/m^3, ce qui rend difficile à distinguer les trois niveaux (unités) de ces marnes.

IV-1-1-3- Fraction des particules argileuses inférieures à (2µm) :

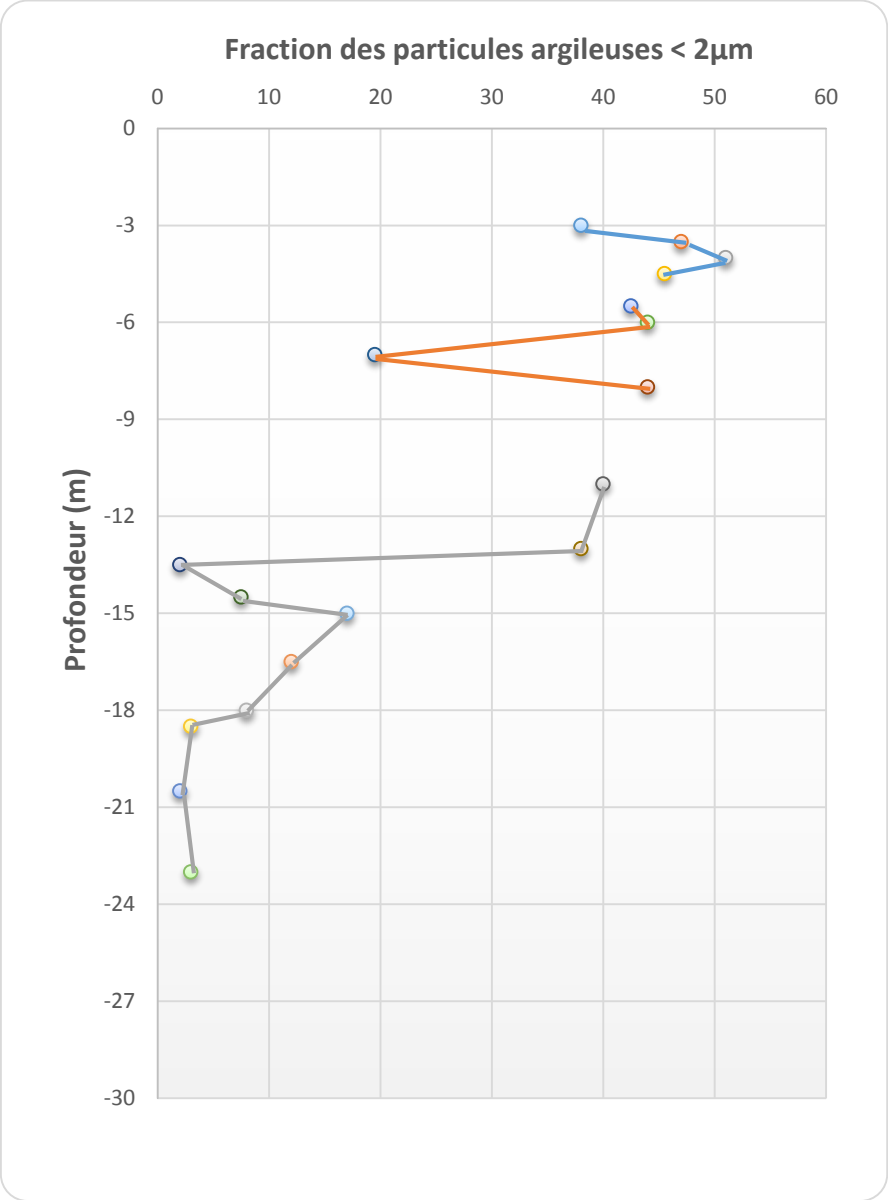


Fig.IV.3 : Variation du pourcentage d'argile de la fraction inférieure à (2µm) en fonction de la profondeur (Z) pour les trois unités (I, II et III).

La **(Fig.IV.3)** montre que les deux unités (I et II) présentent presque une même variation de pourcentage d'argile de la fraction inférieure à (2µm) suivant la profondeur, avec des valeurs Min et Max sont respectivement 18% et 52% et une valeur moyenne de 35%. De ceci, on dit que les marnes altérées et intermédiaires de ces deux unités possèdent un pourcentage considérable des particules argileuses muni d'une grande susceptibilité au gonflement en cas de présence des minéraux argileux qui le favorisent (illites et montmorillonites). Au-delà de 13m, on constate une variation remarquable et une chute du pourcentage d'argile de la fraction inférieure à (2µm), cette diminution confirme le caractère non gonflant des marnes saines représentées par l'unité (III).

IV-1-1-4-Indice de compression et indice de gonflement :

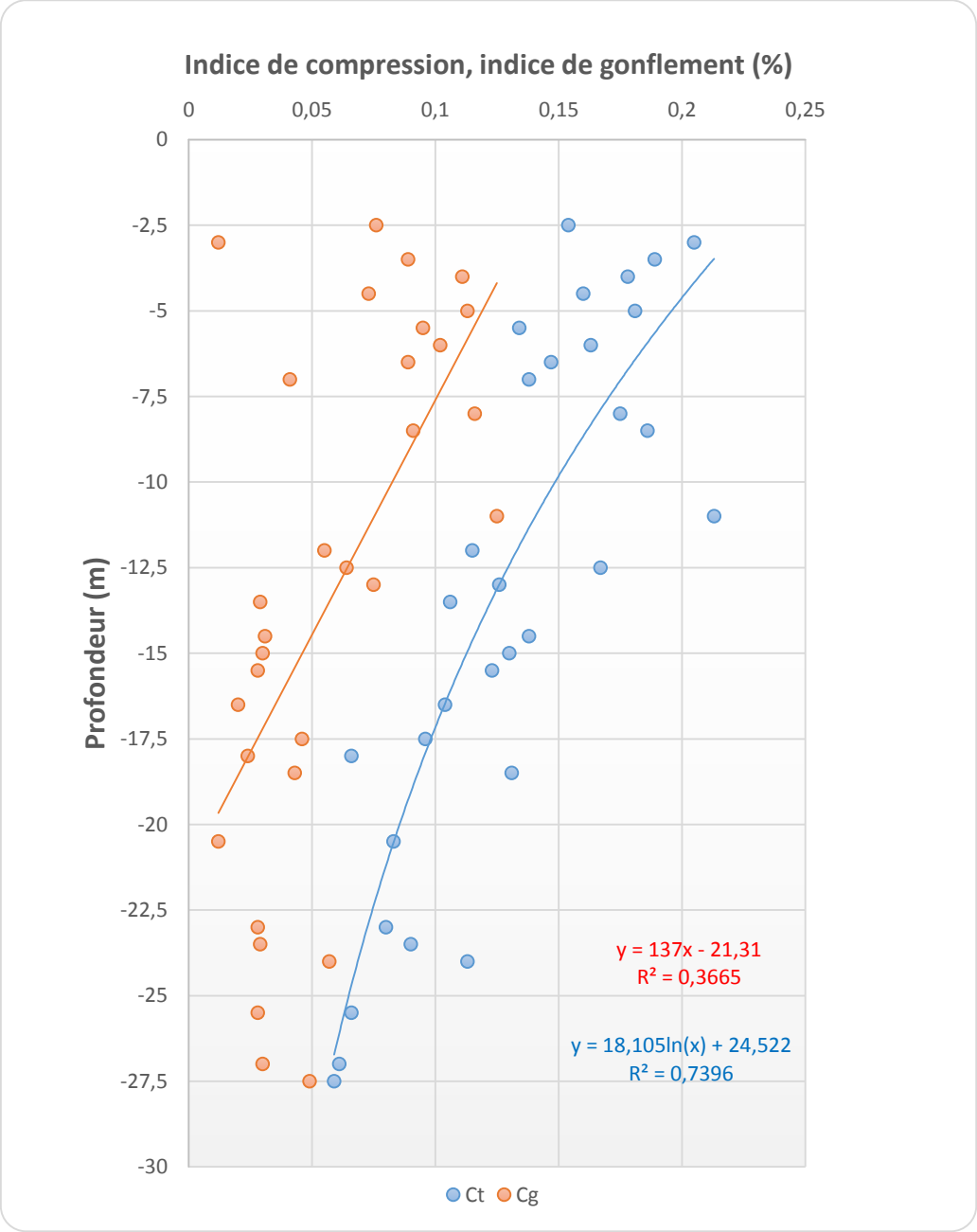


Fig.IV.4 : Trois niveaux de marnes distingués grâce à la variation de l'indice de compression (Ct) et l'indice de gonflement (Cg) en fonction de la profondeur (Z).

Les caractéristiques œdométriques (Ct et Cg) sont très importantes pour distinguer les sols sensibles au gonflement de ceux qui n'ont pas tendance à gonfler, dans la **(Fig.IV.4)** où on a illustré les résultats œdométriques dans le même repère, on peut distinguer trois unités de marnes différentes à savoir :

Unité (I) : Elle correspond à une marne altérée de gonflement élevé (1 à 5m) avec un indice de compression varie de 13 à 21% et un indice de gonflement compris entre 7 et 13% ;

Unité (II) : Elle correspond à une marne intermédiaire plus au moins altérée de gonflement moyen et parfois élevé (5 à 9m) avec un indice de compression varie de 12 à 17% et un indice de gonflement compris entre 6 et 11% ;

Unité (III) : Une chute des caractéristiques œdométriques est très remarquable à partir de 11m de profondeur, cette diminution peut être expliquée par l'existence d'un substratum marneux extrêmement sain. Avec un indice de compression varie de 6 à 12% et un indice de gonflement compris entre 1 et 7% ;

IV-1-1-5- Essai de cisaillement : (Cohésion non drainée)

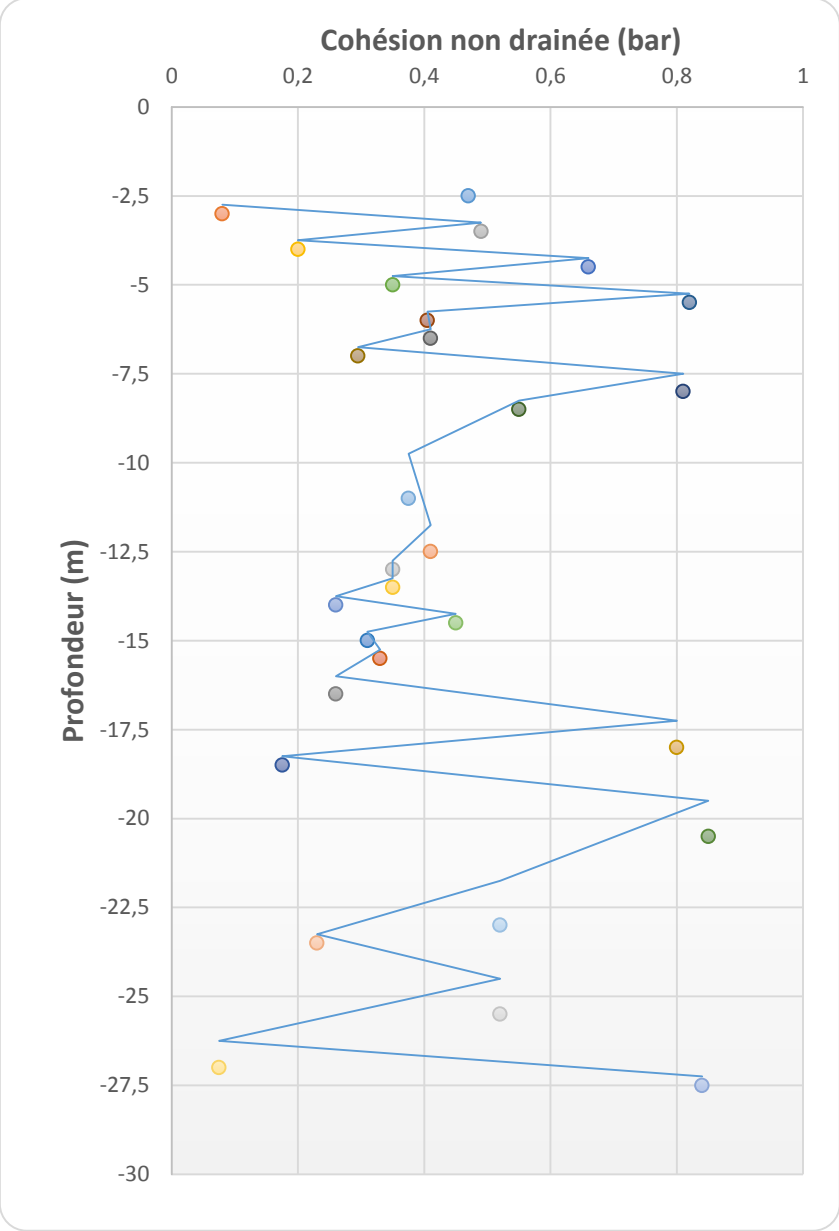


Fig.IV.5 : Trois niveaux de marnes distingués grâce à la variation de la cohésion non drainée en fonction de la profondeur (Z).

Les valeurs de la cohésion non drainée illustrées sur la **(Fig.IV.5),** ont mis en évidence l'existence de trois unités de marnes plus au moins distinctes, à savoir :

Unité (I) : Une marne altérée (1 à 5m) avec une cohésion faible varie de 0.05 à 0.61 bars ;

Unité (II) : Une marne intermédiaire (5 à 9m) avec une cohésion moyenne comprise entre 0.3 à 0.63 bars ;

Unité (III) : Une marne saine (à partir de 9m) avec une cohésion élevée peut varier de 0.1 à 0.85 bars. Par ailleurs, on a enregistré dans l'intervalle (11 à 16m) une cohésion varie de 0.22 à 0.4 bars. Ce qui correspond à une marne de mauvaise qualité, ceci est probablement dû à un passage d'eau de caractère agressif.

IV-1-2- Paramètres géotechniques déterminés sur site : (Annexe III).

Tab.IV.1 : Les essais pénétrométriques effectués

Les essais pénétrométriques effectués						
Essais	**A**	**B**	**C**	**D**	**E**	**F**
	1 → 10	**11 → 20**	**21 → 30**	**31 → 40**	**41 → 50**	**51 → 57**
Profondeur (M)	**Les valeurs de la résistance en pointe Rd (bars)**					
0	**0**	**0**	**0**	**0**	**0**	**0**
0,5	**37,5**	**20,7**	**16,3**	**22,15**	**15,31**	**24,57**
1	**64,4**	**31**	**21,25**	**30,11**	**23,29**	**26,29**
1,5	**73**	**32 ,9**	**26,22**	**49,11**	**35,56**	**28**
2	**63,5**	**37**	**37,7**	**56,3**	**48,4**	**44,93**
2,5	**52,9**	**37,6**	**40,79**	**56,5**	**53,48**	**40,5**
3	**56,8**	**43,4**	**41,82**	**53,6**	**61,57**	**45**
3,5	**51,5**	**44,2**	**43,94**	**49,05**	**79,29**	**58,07**
4	**56**	**47,2**	**45,39**	**61,95**	**93,87**	**68,86**
4,5	**60,5**	**46,8**	**46,75**	**64,5**	**81,17**	**81,14**
5	**55**	**47,6**	**51,55**	**74,07**	**96,53**	**90,64**
5,5	**45,1**	**49,3**	**55,49**	**86,75**	**92,41**	**107,36**
6	**49,4**	**55,3**	**69,85**	**87,38**	**127,59**	**118,64**
6,5	**57,3**	**58,6**	**82,91**	**127,1**	**148,44**	**132,64**
7	**54,5**	**77,4**	**83,51**	**149**	**138,16**	**161,43**
7,5	**58,5**	**76,4**	**112,98**	**169,7**	**148,44**	**132,64**
8	**58,5**	**95,2**	**103,37**	**183,7**	**141,92**	**235**
8,5	**58,2**	**56,5**	**103,12**	**112**	**75**	**------**
9	**59,9**	**69,67**	**145,27**	**124,7**	**72,8**	**------**
9,5	**62,2**	**71,88**	**155,57**	**188**	**82,43**	**------**
10	**68,2**	**82,33**	**207,43**	**128,275**	**97,3**	**------**

- **Variation de la résistance Rd en pointe en fonction de la profondeur :**

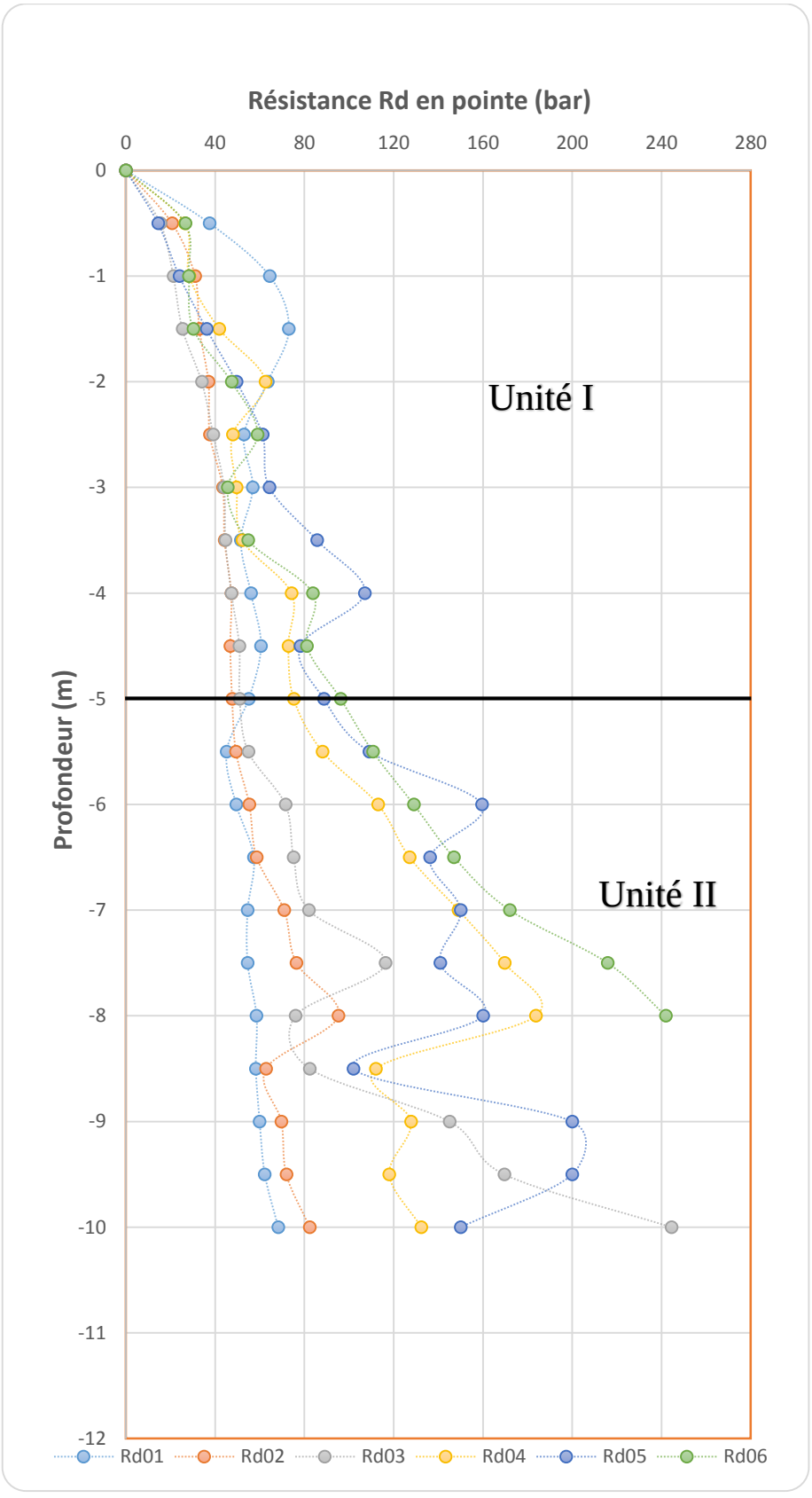


Fig.IV.6: Variation de la résistance Rd en pointe en fonction de la profondeur.

A partir de la (Fig.IV.6), on constate une différence de la résistance dynamique présentée par les pénétrogrammes des deux unités (I et II), tel que la résistance dynamique pour l'unité (I) varie de 10 à 100 bars tandis que, celle de l'unité (II) varie de 45 à 250 bar, en revanche, la plupart des essais pénétrométriques réalisés sur ces marnes ont été arrêtés entre 8 et 10m de profondeur à cause de la forte résistance dynamique qui peut atteindre 500 bar à partir de 10m environ. De ceci, on conclut que l'analyse des pénétrogrammes dynamiques a mis en évidence l'existence de trois types de marnes distinctes, à savoir :

- Marnes altérées (1 à 5m) ;
- Marnes intermédiaires (5 à 9m) ;
- Marnes compactes (à partir de 9m).

IV-2- Classification des paramètres géotechniques des sols :

En utilisant des méthodes empiriques (abaques).

A partir des abaques cites dans l'annexe 'II', on peut classer notre sol, tout en respectant l'ordre logique des trois unités déterminées précédemment.

IV-2-1- Méthodes empiriques :

En se basant sur les diverses classifications afin d'estimer le potentiel de gonflement du site concerné pour chacune des unités. (Voir annexe -II-).

IV-2-1-1- Unité I :

Tab.IV.2 : Estimation du gonflement par diverses techniques de prédiction (Unité I).

Paramètres géotechniques	Plage des valeurs	Auteurs	Valeurs moyennes	Description
W_L (%)	$58 \leq W_L \leq 68$	Snethen et ai, 1977	63	Taux de gonflement élevé
W_L et I_p (%)	$58 \leq W_L \leq 68$ $29 \leq I_p \leq 39$	Snethen et ai, 1977	63 34	Potentiel de gonflement élevé
I_p (%)	$29 \leq I_p \leq 39$	Sanglerat et Costet, 1981	34	Potentiel de gonflement élevé
$R_p = I_p / W_p$	$1 \leq R_p \leq 1.52$	Snethen et ai, 1977	1.2	Potentiel de gonflement élevé
Cg (%)	$1.1 \leq Cg \leq 11.3$	Sanglerat	6.2	Sol moyennement gonflant

IV-2-1-2- Unité II :

Tab.IV.3 : Estimation du gonflement par diverses techniques de prédiction (Unité II).

Paramètres géotechniques	Plage des valeurs	Auteurs	Valeurs moyennes	Description
W_L (%)	$30 \leq W_L \leq 50$	Snethen et ai, 1977	45	Taux de gonflement moyen
W_L et I_p (%)	$30 \leq W_L \leq 50$ $21 \leq I_p \leq 44$	Snethen et ai, 1977	45 32.5	Potentiel de gonflement élevé

I_p (%)	$21 \leq I_p \leq 44$	Sanglerat et Costet, 1981	32.5	Potentiel de gonflement élevé
$R_p = I_p / W_p$	$0.96 \leq R_p \leq 2.58$	Snethen et ai, 1977	1.24	Potentiel de gonflement élevé
Cg (%)	$3.7 \leq Cg \leq 13.1$	Sanglerat	8.4	Sol moyennement gonflant

IV-2-1-3- Unité III :

Tab.IV.4 : Estimation du gonflement par diverses techniques de prédiction (Unité III).

Paramètres géotechniques	Plage des valeurs	Auteurs	Valeurs moyennes	Description
W_L (%)	$20 \leq W_L \leq 40$	Snethen et ai, 1977	35	Taux de gonflement faible
W_L et I_p (%)	$20 \leq W_L \leq 40$ $12 \leq I_p \leq 20$	Snethen et ai, 1977	35 26.5	Potentiel de gonflement faible
I_p (%)	$12 \leq I_p \leq 20$	Sanglerat et Costet, 1981	26.5	Potentiel de gonflement moyen
$R_p = I_p / W_p$	$0.61 \leq R_p \leq 1.37$	Snethen et ai, 1977	0.84	Potentiel de gonflement moyen
Cg	$2.1 \leq Cg \leq 16$	Sanglerat	9	Sol gonflant

IV-2-2- Méthode de Mitchell, (1975) et Gibbs, (1969) :

D'après Gibbs (1969) (Fig.IV.8), les échantillons analysés et testés dans les trois unités affichent trois tendances différentes, à savoir :

Unité (I) : Elle est marquée par un potentiel de gonflement élevé à très élevé, laquelle correspond à une marne altérée ;

Unité (II) : Elle est caractérisée par un potentiel de gonflement moyen à élever, et correspond à une marne intermédiaire ;

Unité (III) : Elle correspond à une marne saine avec un potentiel de gonflement faible à moyen.

Il importe de noter que ces différentes tendances au gonflement vont dans le même sens et confirme les résultats obtenus par les autres méthodes.

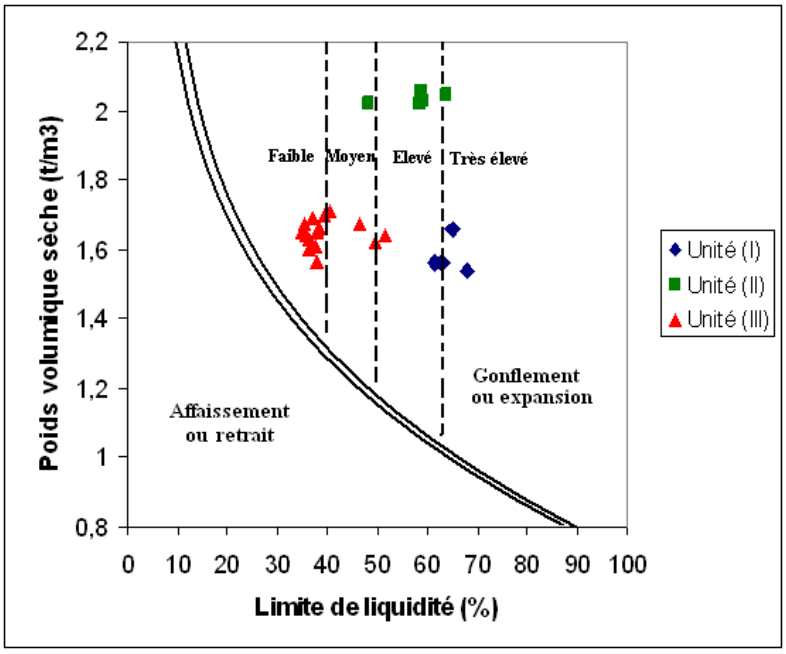


Fig.IV.7 : Evaluation du potentiel d'affaissement (retrait) et de l'expansibilité (gonflement) des marnes des trois unités. (Inspiré de Mitchell, 1975 et de Gibbs, 1969).

IV-2-3- Méthode de Williams et Donaldson (1980) :

A partir de la (Fig.IV.9) où on a reporté les couples (<2µm, Ip) des trois unités à la fois sur l'abaque de Williams et Donaldson, on constate que les marnes altérées présentées par l'unité (I) sont très gonflantes (EP = 1) et, que les marnes intermédiaire de l'unité (II) sont aussi gonflantes mais moins que celles de l'unité (I) avec (EP = 0.5), au contraire, les marnes saines présentées par l'unité (III) sont caractérisées par un gonflement faible à moyen avec (EP) varie de 0 à 0.25. Donc, le présent abaque confirme aussi l'existence de trois niveaux de marnes distincts.

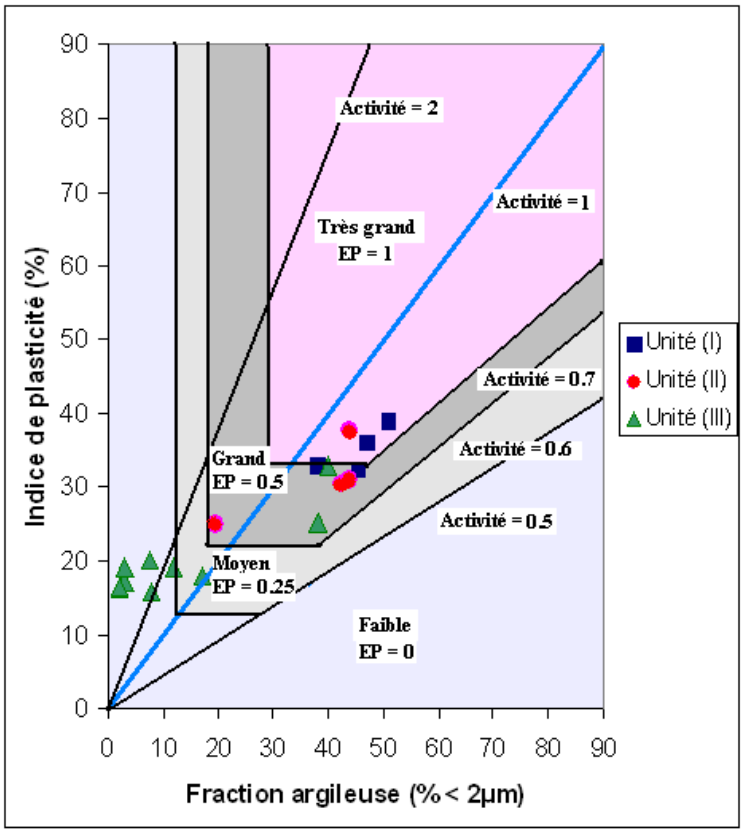


Fig.IV.8 : Evaluation du potentiel de gonflement (EP) selon l'abaque de Williams

Conclusion :

A la lumière de l'analyse et de l'interprétation des différents paramètres géotechniques et fonction de l'ensemble des critères lithologiques, liés au processus d'altération (favorisés par l'absence de la couverture végétale) on peut dresser et regrouper les différentes formations en trois principales unités. D'ailleurs, ces résultats ont été obtenus par *[(Goulmamine, K. 1990 ; Barca, O. et Boudma, S. 1992 ; Cheikh-Lounis, G. et Yessad, A. 1994)]* suite à des travaux antérieurs réalisés durant les dernières décennies, dans le cadre de la recherche et des mémoires de fin d'étude, par l'examen des coupes de sondages et les synthèses des essais de laboratoire.

Unité I :

Cette unité est représentée par une de marne altérée, de couleur brune. L'altération des argiles marneuses, qui forme la couche superficielle la plus exposée aux diverses actions mécaniques et chimiques, est plus poussée par rapport aux couches sous-jacentes.

L'épaisseur de cette unité est variable suivant l'intensité de l'altération et l'importance de la déclivité (pente) des versants et, elle présente un taux de gonflement élevé à très élevé ; celle-ci varie de 1 à 5m.

Unité II :

Elle est constituée par la couche de marne intermédiaire, de couleur brune –grisâtre, ces marnes sont parfois raides (durs), et plus souvent décomprimées et fissurées. Cette fissuration favorise la circulation d'eau causant l'oxydation du matériau de part et d'autre des fissures.

L'épaisseur de cette couche marneuse est variable selon la profondeur d'altération. Elle est généralement comprise entre 5 et 8.5m et présentant un taux de gonflement moyen à élever. Cette altération est liée :

- À l'importance du réseau de fissures ;
- Aux conditions hydrogéologiques ;
- À la concentration des infiltrations.

Unité III :

Cette dernière est représentée par une couche de marne saine, de couleur grise, se trouvant en profondeur à partir de 9m. C'est une roche extrêmement compacte, indurée qui s'altère très facilement lorsqu'elle est exposée en surface en cas de terrassement et elle présente, plus souvent, un taux de gonflement faible à moyen. La marne saine est généralement surmontée par une marne complètement décomprimée, fissurée et relativement peu altérée.

*Et pour cela, on peut proposer une lithologie générale de cette région dans la figure (Fig.IV.7),

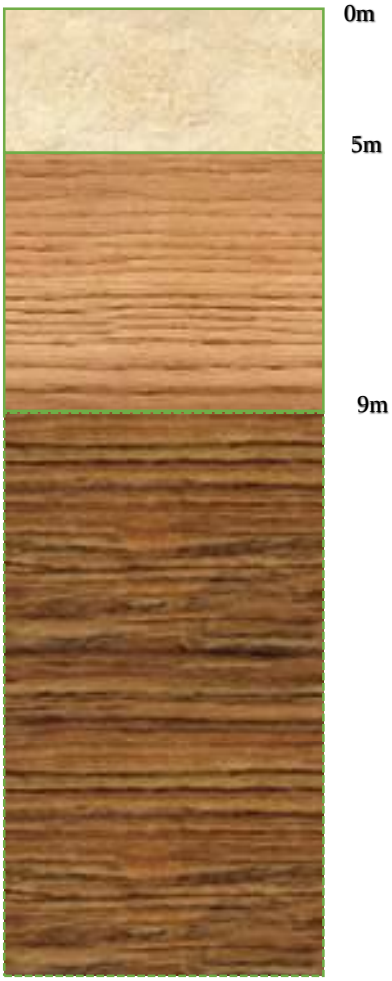


Fig.IV.9: Lithologie générale de celle région.

Marne altérée.

Marne intermédiaire.

Marne saine.

CONCLUSION GENERALE :

Cette étude a été faite sur deux sites au Sud –ouest de la région d'Alger centre (El –Achour et Dely –Brahim) dont le but est bivalent où nous avons effectué des données géotechniques des marnes Plaisanciennes et également une analyse numérique de l'interaction sol-structure. Les résultats obtenus à partir de l'ensemble des données mis à notre disposition par les organismes (LNHC Koléa, Oued Samar, ONM Dar El-Beida) où les principales conclusions qui se dégagent de leurs analyses se résument comme suit :

- **L'étude géologique, sismologique, climatologique, hydrologique et hydrogéologique a permet de conclure ce qui suit :**

- La région d'Alger est caractérisée par un **climat** méditerranéen avec des températures Tmax et Tmin de l'ordre de 33°C et de 6°C, et une pluviométrie moyenne de 70 mm/an.

- Les données **hydrologiques** ont montré que la région d'étude est entourée par cinq Oued qui assurent le drainage de la plaine et en cas de forte précipitation, les crues de ces oueds provoquent parfois des inondations.

- Les données **hydrogéologiques** ont montré que la région de Dely –Brahim est constituée par des terrains marneux imperméables avec l'existence des sources à différents endroits dans le terrain. Tandis que, au niveau d'El –Achour, on trouve une nappe gréso-sableuse Astienne avec l'existence des puits domestiques à Sebala.

- L'étude **géologique** a révélé et confirmé l'appartenance des terrains aux marnes du Plaisancien avec une structure lithologique composée de trois unités distinctes, disposées de la surface vers la profondeur selon l'ordre suivant: marnes altérées; marnes intermédiaires; marnes saines.

- L'étude **sismologique** a révélé que la zone d'étude est caractérisée par une forte sismicité où ce résultat est confirmé par RPA 2003.

- **L'examen et la synthèse des données géotechniques a montré que les marnes d'El –Achour et Dely –Brahim sont caractérisées par :**

- Une **densité** moyenne à élever et une plasticité très forte;

- Une **compressibilité** très élevée dans l'unité (I), moyenne à élever dans la seconde et faible à moyenne dans la dernière.

- Une **cohésion** très faible en surface (Unité I), moyenne dans l'unité (II) et élevée en profondeur (Unité III).

- Un **potentiel de gonflement** élevé à très élevé dans l'unité (I) et moyen à élevé dans l'unité (II) tandis que l'unité (III) présente un potentiel de gonflement faible à moyen.

- Plusieurs critères de classifications basés sur **la consistance** (WL et Ip), ont montré le caractère expansif des deux unités (I et II), en revanche, l'unité (III) n'a pas la tendance au gonflement.

- **Une analyse comparative de l'ensemble des profils géotechniques, en fonction de la profondeur a montré:**

- Les **57 essais de pénétrations dynamiques** analysés ont montré une légère augmentation de la résistance dynamique en pointe (Rd) enregistrée dans l'unité (I), et un accroissement net dans l'unité (II) où la prospection pénétrométriques a été arrêtée à 10m de profondeur en raison de la dureté de la marne (substratum très dur).

- De même, les **limites d'Atterberg** (WL, Ip) montrent une diminution avec la profondeur.

- La **cohésion non drainée** (Cu) affiche une augmentation avec la profondeur et que les teneurs en eau affichent presque des valeurs constantes en profondeur et une perturbation en surface.

- Les **densités humides et sèches** présentent une très faible variation en profondeur.

- Le pourcentage de la **fraction argileuse <2µm** se présente avec des valeurs proche de 50% dans les deux unités (I et II) et moins de 15% dans l'unité (III).

- Les valeurs de **Cg et Ct** sont très faibles dans l'unité (III) et élevés dans les deux unités (I et II).

- **L'examen de l'influence de certains paramètres géotechniques entre eux et leurs liens avec la minéralogie a permis de dégager les conclusions suivantes:**

- La **nature minéralogique** et le pourcentage des fins (<2µ) ont une influence très nette sur la **consistance** des sols. Les argiles les plus sensibles, contenant une forte teneur en montmorillonite (Na) qui sont les plus plastiques. Cependant, il est possible de prévoir la nature minéralogique d'un sol donné sur la base des limites d'Atterberg, et en utilisant le diagramme de Casagrande. Dans les marnes d'El –Achour et Dely –Brahim, on trouve que les deux unités (I et II) se placent dans le groupe des interstratifiés illite/montmorillonite, par contre, les marnes saine de l'unité (III) se place dans la bande des Kaolinites.

- Le **type de cation** peut affecter et influencer fortement la valeur de WL, en titre d'exemple, la présence d'un cation monovalent (Na^{+}) donne une **limite de liquidité** plus élevée que celle d'un bivalent (Ca^{++}) pour la montmorillonite.
- La **nature minéralogique** affecte également le **coefficient de compression** (Cc). Pour un même pourcentage en fines (<2µ), selon la nature du minéral, le coefficient (Cc) augmente dans l'ordre Attapulgite, Kaolinite, illite, montmorillonite. Cependant, un sol est d'autant plastique que sa sensibilité est élevée et par suite sa compressibilité est forte.

- La cohésion **non drainée** (Cu) augmente avec **l'indice de consistance** (Ic), et que l'angle de frottement interne (Φu) tend à diminuer lorsque le pourcentage des fines devient élevé.

- **A partir des résultats cités ci-dessus** on constate que la qualité géotechnique de ces marnes **s'améliore** en fonction de **la profondeur.**

- **L'analyse statique et dynamique de l'ouvrage projeté a permet de conclure ce qui suit:**

- Pour le cas d'un calcul statique, on constate que l'utilisation soit, d'un système radier seul ou soit d'un radier-pieux peut être envisagé en vue du faible déplacement enregistré, mais les contraintes économiques exigent l'utilisation d'un système de fondation qui est moins coûteux avec sécurité maximale, à ce moment-là, on doit choisir le système radier seul.
- Alors que, pour l'analyse dynamique du même modèle, on voie que le système Radier est déconseillé en vue de la forte sismicité de la région l'objet de notre étude, ce qui nous conduits à adopter le système radier-pieux qui est le plus sécurisé malgré les déformations de terrain (jugées inacceptables) sur lequel le bâtiment repose.

- Il reste un cas qui semble pénalisant et très sévère qui est le cas d'une charge dynamique de surface, ou l'analyse a fourni des résultats désastreux pour le cas du radier à savoir que, le bâtiment s'est déplacée violement avec le déplacement du sol, sauf que le système radier-pieux qu'on peut le juger adaptable.

RECOMMANDATION :

Plusieurs spécialistes ont mis au point des normes et des conceptions spécialement adaptées aux sols gonflants, en vue de stopper ou de minimiser les dégâts à une valeur tolérable. Parmi les recommandations données, nous présentons ci-après celles qui s'adaptent aux problèmes d'instabilités observés dans la région d'étude, donc elles se résument à :

- La mise en places des **systèmes de drainages** afin d'assurer la dissipation et l'évacuation des eaux qui s'accumulent dans le sol, sous les fondations des ouvrages. (Famille des géotextiles) ;
- La réalisation d'un **trottoir** (dallage) périphérique relié de façon souple et muni d'un accroitre de telle manière que l'eau ne puisse s'infiltrer entre le trottoir et la face du mur ;
- Concevoir des structures portées sur un **vide sanitaire** pour ne pas poser les dallages directement sur le sol, cette technique est la plus utilisée actuellement dans la construction des bâtiments ;
- Prévoir un **réseau de canalisation** des eaux potables et des eaux usées avec raccordement souple aux conditions extérieures ;
- **Eviter les grands terrassements**, qui décompriment le sol et engendrent des soulèvements de surface ;
- **L'exécution rapide** des travaux de terrassements juste après, mais pas avant, la saison pluviale ;
- Ecarter et amener soigneusement les **eaux superficielles** pendant les terrassements dans les rigoles ;
- **Compacter le sol** après terrassement afin de ne pas laisser le sol trop exposé aux phénomènes de retrait qui engendre des fissurations.
- **Concevoir** les ouvrages de grande importance sur un système de fondation **Radier-pieux** vis-à-vis le risque sismique de la région.

PERSPECTIVES :

- Pour que l'étude géotechnique des marnes du Plaisancien de la région d'Al-Achour et Dely – Brahim soit complète, on doit effectuer une étude pratique et approfondie sur celles-ci autre qu'une étude statistique et numérique qui a été faite. Par conséquent, il est porté de signaler qu'il y a un volume important de sol marneux altéré rejeté chaque année suit à travaux de terrassements dans cette région en raison de leur mauvaise qualité, donc une étude d'amélioration de ces marnes est très nécessaire pour qu'elles soient utilisées dans certains projets qui nécessitent l'utilisation des remblais comme matériaux de construction. Et pour cela, on propose ici, pour les années prochaines, de faire une investigation sur l'aptitude de ces sols marneux aux traitements chimiques, traitement aux liants hydrauliques (chaux, ciment, pouzzolane naturelle, cendres volantes,.....etc.). du point de vue économique, nous allons minimiser les couts de la réalisation des projets de remblais dans la région algéroise et également les couts des transports à travers l'utilisation des matériaux qui situent dans la zone d'emprunt.
- Il faudra aussi de faire en parallèle une recherche sur l'effet ou l'influence de la présence de certains éléments potentiellement perturbateurs de prise sur le traitement de ces sols marneux par différents ajouts minéraux.

Références bibliographies

- **Askri, H. et al,** (1982) : ''Géologie, hydrologie et hydrogéologie de l'Algérie''. Contribution de SONATRACH Division Exploration, Centre de Recherche. Schlumberger WEC SONATRACH. I – 93.

- **Aupert, C. et al,** (septembre 2004) : ''Guide d'application de l'arrêté interministériel du 11 septembre 2003 relatif à la rubrique 1.1.0 de la nomenclature eau. Ministère de l'écologie et du développement durable''.

- **Barca, O. et Bouadma, H,** (1992) : ''Classification sommaire des marnes du plaisancien et leur relation avec les instabilités'' ; région d'Alger, mémoire d'ingéniorat soutenue à I.S.T Géo-Ing, USTHB, Alger, 101 pages.

- **Benaissa, A.** (Mars 2008) : ''Glissements de terrain et calcul de stabilité'', Office des publications universitaire, Université de Constantine.

- **Boualia, G. et Zaki, S.** promotion (2002) : ''Corrélation entre les reconnaissances géologiques, géophysiques et géotechniques dans l'étude des marnes du Plaisancien « Chéraga, Dely –Brahim et El –Achour »'' Université des sciences et de la technologie (Houari Boumedienne, Alger).

- **Bougdel, R** (2007) : '' Urbanisation et mouvements de versants dans le contexte géologique et géotechnique des bassins néogènes d'Algérie du Nord, thèse de Doctorat.

- **Chapellier**, **G.** (1987) : ''Diagraphies appliquées à l'hydrogéologie. Techniques et documentations'' (Lavoisier) ; Diagraphies. (École des mines et pétroles. Paris).

- **Cheikh-Lounis, G. et Yessed, A.** (1994) : ''Etude des mouvements des versants dans les marnes plaisanciennes au S.W d'Alger (région de Dely –Brahim)'', mémoire d'ingéniorat soutenue à I.S.T Géo-Ing, USTHB, Alger, 106 pages.

- **Dobrin**, **M.** (1976): ''Introduction to geophysical prospecting, MC Graw- hill book CO, general''.

- **Durville, J.L** et **Hubert H.** (1990) : ''Description des roches et des massifs rocheux'', Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC).

- **François, H et Duffant, P.** (23 juin 2000) : '' Manuel de mécanique des roches, Tome 1'', Presse de l'école des mines de Paris.

- **Goulmamine, K.** (1990) : '' Classification lithologique des sols marneux du plaisancien du Sahel d'Alger en relation avec les caractéristiques et les rayons X '' mémoire d'ingéniorat soutenue à I.S.T Géo-Ing, USTHB, Alger, 100 pages.

- **Imechaine, A.** et **Tridi, R.** session (2004-2005) : ''Investigation géotechnique des risques de liquéfaction et de fluidisation application au séisme de Zemmouri du 21 mai 2003'', Thèse d'ingénieur d'état en génie civil, Université de Blida.

- **Magnan, J-P. (**1984) : ’’Remblais et fondations sur sol compressibles’’, Presse de l’école nationale des ponts et chaussées.

- **Magnan, J-P. et Mestat, P.** (1986) **: ’’**Lois de comportement et modélisation des sols’’. Techniques de l’Ingénieur, traité Construction C 218-23, (L.C.P.C).

- **Philipponnat, G.** et **Hubert, B.** (2001) : ’’Fondations et ouvrages en terre’’, Édition Eyrolles.

- **Sanglerat, G. et Cambou, B.** (1983) : **’’**Problèmes pratiques de mécanique des sols et de fondations 2, calcul des soutènements et des fondations, stabilité des pentes’’, Edition DUNOD.

- **Leroueil. S ; Magnan. J.P ; Tavenas. F.** « Remblais sur argiles molles », Éditions Lavoisier, 342 p., 1985.

- **Mouratidis. A ; Magnan. J.P.** « Modèle élasto-plastique anisotrope avec écrouissage pour le calcul des ouvrages sur sols compressibles » Laboratoire central des ponts et chaussées, Paris, Rapport de recherche LPC n° 121, 128 p., 1983.

- **Gadouri. H et KHELAS. M ;** « Interprétation des paramètres géotechnique des marnes du plaisancien de la région d’al-Achour et Dely-Brahim » ; pp.131, p.97-115, 2010.

Données climatologique de la région d'étude

Annexe I

Tab.01 : Précipitations en mm enregistrées dans la station de D.E.B (1988-1998).

Année	1988	1989	1990	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998
Précipitation annuelle	420.2	431.3	446,5	431,1	759	489,8	451	555	808	545	610
Moyenne annuelle	39.01	33.2	39,71	35,93	63,25	40,81	37,58	46,25	67,33	45,41	50,83

Tab.02 : Température en (C°) enregistrée dans la station de D.E.B (1988-1998).

	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Août	Sept	Oct	Nov	Dec
T_{min}(C°)	5.68	5.65	7.18	8.67	13.06	16.28	18.8	20.3	18.11	14.11	10.13	7.17
T_{moy}(C°)	11.86	11.36	13.19	14.61	18.5	22.18	25	26.25	23.72	19.4	15	12
T_{max}(C°)	16.82	17.7	19.43	21.5	24.5	27.6	31.25	32.83	29.74	25.5	20.93	18.1

Tab.03 : Précipitation et température moyennes mensuelle.

	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Août	Sept	Oct	Nov	Dec
2* T(C°)	23.72	22.72	26.38	29.22	37	44.36	50	52.5	47.44	38.8	30	24.18
P (mm)	75.08	68.65	48.7	65.73	39.63	19.64	4.52	9.4	26.5	58	86.11	77.38

Abaques empiriques pour la classification et l'estimation du gonflement.

-Annexe II-

Tab.01 : Relative aux pourcentages des passants à 80µ (d'après le L.C.P.C).

Pourcentage des passants a 80µ	Classification
>50%	Sol fin
<50%	Sol pulvérulent

Tab.02 : Etat de saturation du matériau (D'après Terzaghi).

Valeur du degré de saturation Sr (%)	Classification
100	Saturé
76-99	Détrempé
51-75	Très mouillé
26-50	Mouillé
1-25	Légèrement humide
0	sec

Tab.03 : Classification du taux de gonflement suivant la limite de liquidité (w_L) (D'après Snethen et al, 1977).

w_L	Potentiel de gonflement
0-20	Non gonflant
20-35	Faible
35-50	Moyen
50-70	Elevé
70-90	Très élevé
>90	Extrêmement élevé

Tab.04: La plasticité (d'après Atterberg).

Indice de plasticité Ip (%)	Appréciation
5-10	Faible
10-20	Moyenne
20-40	Elevée
>40	Très élevée

Tab.05 : Classification du potentiel de gonflement suivant l'indice de plasticité.

I_p (%)	Potentiel de gonflement
Faible	0-10
Moyenne	10-25
Elevée	25-55
Très élevée	>55

Tab.06 : Classification du potentiel de gonflement à partir de la limite liquidité (W_L) Et l'indice de plasticité (I_P) (D'après Snethen et al, 1977).

W_L (%)	I_P (%)	Classification
20-49	15-24	Faible
50-70	24-46	Elevée
>70	>46	Très élevée

Tab.07 : Classification du taux de gonflement à partir du rapport de plasticité ($R_P=I_P/W_P$) (D'après Snethen et al, 1977).

$R_P = I_P/W_P$	gonflement (%)	Classification
<0.6	<3	Faible
0.6-1.0	3-10	Moyen
1.0-2.0	10-50	Elevée
>3	>50	Très élevée

Tab.08 : Relatif à la consistance (d'après Atterberg).

Valeur de l'indice de consistance I_C	Etat du sol
$0.00 < I_C < 0.25$	Pâteux
$0.25 < I_C < 0.50$	Mou
$0.50 < I_C < 0.75$	Ferme
$0.50 < I_C < 1.00$	Mi-dur
$I_C < 1.0$	Consistant

Tab.09 : Relatif à la compressibilité des sols.

Coefficient de compressibilité C_C (%)	Appréciation
10-25	Argile raide
25-80	Argile moyenne
80-250	Argile molle

Tab.10 : Relatif au gonflement des sols (d'après Sanglérat).

Indice de gonflement Cg (%)	Gonflement
4< Cg <25	Sol gonflement
2< Cg <4	Sol peu gonflement

Valeurs de la résistance à la pointe Rd obtenues à l'aide des essais in situ au pénétromètre dynamique collectées à partir de différents projets réalisés dans la région d'Al Achour et Daly Brahim

-Annexe III-

Du sondage pénétrométrique N° 01 jusqu'à 19

Essai	Les essais pénétrométriques effectués																		
	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
Pro (m)	Les valeurs de la résistance en pointe R_d (bars)																		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.5	100	25	65	25	45	20	20	25	25	25	25	25	20	25	25	15	20	22	12
1	215	45	45	55	45	20	25	22	75	97	46	38	47	47	25	20	20	22	20
1.5	165	30	65	95	50	25	20	30	75	175	50	45	55	33	21	25	16	25	25
2	150	60	25	78	45	27	30	45	55	120	44	65	50	35	30	30	20	32	25
2.5	75	40	25	75	47	25	32	50	60	100	42	53	45	45	20	47	25	31	30
3	75	30	30	75	52	30	45	48	63	120	45	70	48	48	32	50	31	31	28
3.5	90	50	45	50	45	25	25	43	67	75	42	48	45	50	35	45	30	38	45
4	105	50	45	50	45	35	40	50	75	65	47	75	53	47	38	46	27	42	42
4.5	160	60	48	40	25	40	35	46	76	75	48	85	65	45	27	30	32	43	43
5	115	45	47	42	43	43	35	50	65	65	47	60	50	52	31	38	30	51	48
5.5	75	30	45	35	45	30	43	38	60	50	45	50	45	65	34	50	37	40	48
6	65	50	43	33	48	31	44	50	75	55	40	51	44	65	50	45	38	43	46
6.5	50	45	58	100	50	45	47	60	53	65	45	45	65	55	30	48	37	50	37
7	45	55	45	65	55	50	48	65	52	65	60	55	63	75	65	50	48	65	50
7.5	40	50	45	65	50	75	50	70	50	50	50	75	55	70	68	50	43	50	60
8	45	55	50	70	55	78	55	65	60	52	48	78	70	75	75	53	42	75	61
8.7	50	65	50	45	65	73	60	75	50	49	55	65	55	60	80	65	50	60	75
9	50	55	53	75	68	65	53	73	53	54	50	75	60	62	80	70	75	75	80
9.5	40	70	50	100	65	68	55	72	50	52	53	60	65	64	72	75	100	76	82
10	80	65	53	100	68	75	65	75	50	51	50	58	63	75	75	95	125	100	100

Essai	Les essais pénétrométriques effectués																		
	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38
Pro	Les valeurs de la résistance en pointe R_d (bars)																		

Du sondage pénétrométrique N° 20 jusqu'à 28

Essai	Les essais pénétrométriques effectués																		
	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
Pro (m)	Les valeurs de la résistance en pointe Rd (bars)																		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.5	100	25	65	25	45	20	20	25	25	25	25	25	20	25	25	15	20	22	12
1	215	45	45	55	45	20	25	22	75	97	46	38	47	47	25	20	20	22	20
1.5	165	30	65	95	50	25	20	30	75	175	50	45	55	33	21	25	16	25	25
2	150	60	25	78	45	27	30	45	55	120	44	65	50	35	30	30	20	32	25
2.5	75	40	25	75	47	25	32	50	60	100	42	53	45	45	20	47	25	31	30
3	75	30	30	75	52	30	45	48	63	120	45	70	48	48	32	50	31	31	28
3.5	90	50	45	50	45	25	25	43	67	75	42	48	45	50	35	45	30	38	45
4	105	50	45	50	45	35	40	50	75	65	47	75	53	47	38	46	27	42	42
4.5	160	60	48	40	25	40	35	46	76	75	48	85	65	45	27	30	32	43	43
5	115	45	47	42	43	43	35	50	65	65	47	60	50	52	31	38	30	51	48
5.5	75	30	45	35	45	30	43	38	60	50	45	50	45	65	34	50	37	40	48
6	65	50	43	33	48	31	44	50	75	55	40	51	44	65	50	45	38	43	46
6.5	50	45	58	100	50	45	47	60	53	65	45	45	65	55	30	48	37	50	37
7	45	55	45	65	55	50	48	65	52	65	60	55	63	75	65	50	48	65	50
7.5	40	50	45	65	50	75	50	70	50	50	50	75	55	70	68	50	43	50	60
8	45	55	50	70	55	78	55	65	60	52	48	78	70	75	75	53	42	75	61
8.7	50	65	50	45	65	73	60	75	50	49	55	65	55	60	80	65	50	60	75
9	50	55	53	75	68	65	53	73	53	54	50	75	60	62	80	70	75	75	80
9.5	40	70	50	100	65	68	55	72	50	52	53	60	65	64	72	75	100	76	82
10	80	65	53	100	68	75	65	75	50	51	50	58	63	75	75	95	125	100	100

Essai	Les essais pénétrométriques effectués																		
	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38
Pro (m)	Les valeurs de la résistance en pointe Rd (bars)																		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.5	18	24	13	14	12	13	16	27.5	14.2	16	13.3	13.2	12.5	14.5	18	17.5	35	18	36
1	25	27	18	25	18	16	19	23.6	26.3	26	13.6	25	25	15.5	19	17.5	36	31	62.5
1.5	34	30	17	24	26	15	25.7	25.3	24.1	40	35.1	62.5	63	37.5	23	24	100	32	55
2	39	49	24	27	54	16	40.3	38.4	28.6	56.2	43.5	96	61	56.5	25	24.5	100	37.5	75
2.5	38	33	22	22	53	27	78	44.1	29.3	47.3	52.2	74	75	81	33	24	95	37	73
3	51	50	21	28	76	29.5	46	27.2	47.2	43	50.3	38	100	65	28.5	25	75	37	75

Du sondage pénétrométrique N° 39 jusqu'à 57

Essai	Les essais pénétrométriques effectués																		
	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
Pro (m)	Les valeurs de la résistance en pointe Rd (bars)																		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.5	100	25	65	25	45	20	20	25	25	25	25	25	20	25	25	15	20	22	12
1	215	45	45	55	45	20	25	22	75	97	46	38	47	47	25	20	20	22	20
1.5	165	30	65	95	50	25	20	30	75	175	50	45	55	33	21	25	16	25	25
2	150	60	25	78	45	27	30	45	55	120	44	65	50	35	30	30	20	32	25
2.5	75	40	25	75	47	25	32	50	60	100	42	53	45	45	20	47	25	31	30
3	75	30	30	75	52	30	45	48	63	120	45	70	48	48	32	50	31	31	28
3.5	90	50	45	50	45	25	25	43	67	75	42	48	45	50	35	45	30	38	45
4	105	50	45	50	45	35	40	50	75	65	47	75	53	47	38	46	27	42	42
4.5	160	60	48	40	25	40	35	46	76	75	48	85	65	45	27	30	32	43	43
5	115	45	47	42	43	43	35	50	65	65	47	60	50	52	31	38	30	51	48
5.5	75	30	45	35	45	30	43	38	60	50	45	50	45	65	34	50	37	40	48
6	65	50	43	33	48	31	44	50	75	55	40	51	44	65	50	45	38	43	46
6.5	50	45	58	100	50	45	47	60	53	65	45	45	65	55	30	48	37	50	37
7	45	55	45	65	55	50	48	65	52	65	60	55	63	75	65	50	48	65	50
7.5	40	50	45	65	50	75	50	70	50	50	50	75	55	70	68	50	43	50	60
8	45	55	50	70	55	78	55	65	60	52	48	78	70	75	75	53	42	75	61
8.7	50	65	50	45	65	73	60	75	50	49	55	65	55	60	80	65	50	60	75
9	50	55	53	75	68	65	53	73	53	54	50	75	60	62	80	70	75	75	80
9.5	40	70	50	100	65	68	55	72	50	52	53	60	65	64	72	75	100	76	82
10	80	65	53	100	68	75	65	75	50	51	50	58	63	75	75	95	125	100	100

Essai	Les essais pénétrométriques effectués																		
	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38
Pro (m)	Les valeurs de la résistance en pointe Rd (bars)																		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.5	18	24	13	14	12	13	16	27.5	14.2	16	13.3	13.2	12.5	14.5	18	17.5	35	18	36
1	25	27	18	25	18	16	19	23.6	26.3	26	13.6	25	25	15.5	19	17.5	36	31	62.5
1.5	34	30	17	24	26	15	25.7	25.3	24.1	40	35.1	62.5	63	37.5	23	24	100	32	55
2	39	49	24	27	54	16	40.3	38.4	28.6	56.2	43.5	96	61	56.5	25	24.5	100	37.5	75
2.5	38	33	22	22	53	27	78	44.1	29.3	47.3	52.2	74	75	81	33	24	95	37	73
3	51	50	21	28	76	29.5	46	27.2	47.2	43	50.3	38	100	65	28.5	25	75	37	75