

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA

FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

N° :.....



DOMAINE : SCIENCE ET TECHNOLOGIE
FILIERE : GENIE CIVIL
OPTION : STRUCTURE

Mémoire présenté pour l'obtention
Du diplôme de Master Académique

Par: ZOURIG IMANE
BOUDIAF MAISSA

Intitulé

Interaction sol-fondation d'un PICF

Soutenu devant le jury composé de:

BOULAOUAD ABDERRACHID	Université : M'sila	Président
MINASRI ABDERAZZAK	Université : M'sila	Rapporteur
Mekki lakhdar	Université : M'sila	Examineur

Année universitaire : 2016 /2017

Remerciements

Avant tout, tenons à remercions DIEU le tout puissant pour nos avoir donnons les forces et le courage de mener à terme ce modeste travail.

Nous remercions également nos familles (ZOURIG ET BOUDIAF) pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions mes études.

*Nous remercions vivement nos encadreur : Mr. MENASRI ABDERRAZAK
Docteur à l'université de M'sila.*

Nous remercions également à toutes les personnes qui ont collaboré à la Réalisation de ce projet

Nous exprimons nos reconnaissances le professeur : HAMITOUCHE AMAR

Nous remercions, ainsi, les membres des jurys pour l'effort qu'ils feront examiner ce modeste travail.

Dédicaces

Je dédie se modeste travail à la personne la plus appréciée pour moi et La plus proche à

Mon cœur : Mon père MILOUDE et Ma Mère FATIMA

Et mes frères et sœurs et ma cher Rahaf.

Ma grand-mère et grand-père et la miséricorde de DIEU (houssine)

Et toute la famille ZOURIGE

Tous mes amis, mes collègues surtout :

Amroune Chaharзад ; Mahousse noua ; Arar Widad ; Chettah imene ; Boudiaf maissa

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

La personne la plus chère dans le monde, la lumière de ma vie, la source de tendresse, celle qui a sacrifiée et souffert les plus belles années de sa vie pour me voir un jour réussir :

Ma chère mère

A mon cher père, le plus noble qui par son courage a consacré tous ses efforts, et ses moyens pour m'aider à accomplir ce mémoire, et pour me faire réussir.

Mes frères : BEN YUCEF, LAKHDER

Mes sœurs : HADA , ZAHIA, SAIDA.

ma chers : AHMED , ZAHRA, MOHAMED , DONIA.

A mes chères amies : LEILA, ZINEB, IMAN, WIDAD, IMEN.



BODIAF MAISSA



SOMMARE

REMERCIEMENTS

RESUME

ABSTRACT

ملخص

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

LISTS DES NOTIONS

Introduction1

Chapitre I : Notion sur les ponts cadre fermé

Introduction3

I-2 Domaine d'emploi4

I-3- Dimensionnement4

I-4 Charges et sur charges5

I -4 -1 Charges permanentes5

I-4-2 Système de charge A (L)5

I-4-3 Système de charge B6

I-4-4-Surcharges militaires8

I-5 -Les combinaisons d'actions9

I-6- Les avantages 10

I-7- Les inconvénients 10

Introduction 11

Chapitre II : Caractéristiques du mouvement sismique

II-1- Définition un séisme 12

II-2- Les causes des séismes 13

II-3- La faille 14

II-4 Nature et mode de propagation des ondes sismiques 16

II-5- Foyer et Epicentre 18

II-6- Profondeur du foyer 19

II-7-Paramètres caractéristiques du mouvement sismique 19

II-7-1 La Magnitude 20

II-7-2 Intensité	20
II-8 Enregistrement du signal sismique	20
II-8-1 L'accélérogramme	20
II-8-2 Le spectre de réponse	20
II-9 Critères de classification selon le « RPA99 »	21
Conclusion	22

Chapitre III : Interaction sol-structure

Introduction	23
III-1 Définition de l'interaction sol structure	23
III.2 Etude du problème d'interaction-sol structure	23
III-3 Comportement des sols sous sollicitations sismiques	26
III-3-1 élasticité linéaire des sols	26
III-3-2 Modèle élastoplastique	26
III-4 Mouvement du sol en champ libre	27
III-5 Caractéristiques dynamiques des sols	27
III-6 Comportement sol-structure	28
III-7 Formulation de l'interaction sol fondation	29
III-8 Méthodes de prise en compte de l'interaction dynamique sol-structure	30
III-9 Les phénomènes physiques dus à l'interaction de sol-structure	31
Conclusion	31

Chapitre IV : Outil numérique de calcul « code plaxis »

Introduction	34
IV-1 Bref aperçu sur la méthode des éléments finis	34
IV-2 Présentation de PLAXIS	34
IV-2-1 Le code Plaxis	35
IV-2-2 les sous-programmes de PLAXIS	35
IV-2-3 Options par défaut et de solutions approchées	36
IV-2-4 Modèles de comportement utilisés dans le Plaxis	38
IV-2-5 Module dynamique du code PLAXIS	42
IV-3 Configuration du modèle géométrique retenu	44

Chapitre V: Résulta des calculs et interprétation

V-1 Le déplacement horizontal imposé à la base	53
1)Maillage déformé	53
2)contraintes	54
3)déplacements	54
4)Courbes déplacements-temps	55
5) Courbes vitesses-temps	56
6)Courbes accélérations-temps	57
7)Courbe force-temps	58
8)Synthèse	58
V-2 Effet des ondes horizontales	59
V-3 Effet des ondes verticale	61
V- 4 Synthéase	63
Conclusion Générale	64
Bibliographie	

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Notion sur pont cadre fermé

Tableau (I-1) : épissure de piédroit et raide en fonction de l'ouverture de l'ouvrage.....	5
Tableau (1-2) : Les valeurs du coefficient a_1	6
Tableau (I-3) : Les valeurs du coefficient b_c	7
Tableau (I-4) : Les valeurs du coefficient b_t	8

Chapitre IV : Outil numérique de calcul « code plaxis »

Tableau (IV-1) Propriétés du sol constituant le massif.....	46
Tableau (IV -2) : Propriétés de l'élément structural (plate).....	46
Tableau (IV-3) : Coordonnées des points sélectionnés pour l'édition des résultats des calculs.....	52

Chapitre V-Résultats des calculs et interprétation

Tableau (V-1): Valeurs maximal aux points considérés.....	58
Tableau (V-2) : Résultats des paramètres de mouvement dans le cas horizontal.....	59
Tableau (V-3) : Résultats des paramètres de mouvement dans le cas vertical.....	61

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Notion sur pont cadre fermé

Figure (I-1) : Schéma type d'un PICF.....	4
Figure (I-2) : système de charge Bc.....	8
Figure (I-3) : système de charge Bt.....	9
Figure (I-4) : système de charge Br.....	9
Figure (I-6) : système de charge Mc120.....	10
Figure (I-6) : système de charge Me120.....	10

Chapitre II : Caractéristiques du mouvement sismique

Figure (II-1) : présentation schématique caractéristique d'un séisme.....	14
Figure(II.2) Les faille normales.....	15
Figure (II.3) Les failles inverses.....	16
Figure (II-4) Les failles en décrochement.....	16
Figure (II-5) Des quatre modes de propagation des ondes sismique.....	19
Figure (II-6) Présentation schématique d'un foyer et épicentre.....	20

Chapitre III : Interaction sol-structure (pont)

Figure (III-1) : Modèle simplifié d'interaction sol-structure.....	25
Figure (III-2) : Lecture spectrale montrant les effets de la prise en compte de l'ISS.....	26
Figure (III-3): Loi de comportement.....	26
Figure(III-5) : décomposition du problème d'interaction sol structure.....	31
Figure(III-6) : Schématisation d'un problème d'interaction Sol structure en éléments finis....	33
Figure(III-7) Les différentes méthodes pour prendre en compte l'ISS.....	33

Chapitre IV : Outil numérique de calcul « code plaxis »

Figure (IV-1): Interface utilisateur pour l'entrée des données.....	36
Figure (IV-2): condition aux limites.....	37
Figure (IV-3): Exemple de maillage.....	37
Figure (IV-4): Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire.....	39
Figure (IV-5) : Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire.....	39
Figure (IV-6) : Représentation du comportement élastique- parfaitement plastique sans.....	40
Figure (IV-7) : Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage.....	40
Figure (IV-8): fenêtre au modèle Mohr-Coulomb.....	41
Figure (IV-9)- Définition du module à 50% de la rupture.....	41
Figure (IV-10): sollicitation harmonique.....	43

Figure (IV-11): sollicitation sismique.....	43
Figure (IV-12) : spectre réponse selon RPA99 version 2003.....	44
Figure (IV-13) : profil géométrique retenu.....	45
Figure (IV-14): Maillage du modèle.....	47
Figure (IV-15) Génération de contrainte effective.....	58
Figure (IV-16): Génération des contraintes initiales.....	58
Figure (IV -17) : Sollicitation sismiques horizontal.....	59
Figure (IV-18): le spectre de réponse introduit dans les calculs selon le RPA 2003.....	50
Figure (IV-19): activation de la charge dynamique.....	50
Figure (IV-20): Fenêtre pour calcul les différentes phases.....	51
Figure (IV-21) : point choisie pour le calcul.....	51

Chapitre V:Résultats des calculs et interprétation

Figure (V-1): Maillage Déformé.....	53
Figure (V-2) : Total stresses.....	54
Figure (V-3) les vecteurs de déplacements.....	54
Figure (V-4): Déplacements des points en fonction de temps l'axe xx.....	55
Figure (V-5): déplacement des points en fonction de temps l'axe yy.....	55
Figure (V-6): Vitesses des points en fonction de temps l'axe xx.....	56
Figure (V-7): Vitesses des points en fonction de temps l'axe yy.....	56
Figure (V-8): Accélérations des points en fonction de temps l'axe xx.....	57
Figure (V-9): Accélérations des points en fonction de temps l'axe yy.....	57
Figure (V-10): La force en fonction de temps.....	58
Figure (V-11) : Schématisation des point de l'axe xx'.....	59
Figure (V-12) : déplacement-distance xx'.....	60
Figure (V-13) : déplacement-distance yy'.....	60
Figure (V-14) : Schématisation des point de l'axe yy'.....	61
Figure (V-15) : déplacement-distance xx'.....	62
Figure (V-16) : déplacement-distance yy'.....	62

NOTATION ET ABREVIATIONS

Lettres Grecques :

ν : Le coefficient de poisson.

φ : Angle de frottement effectif.

ψ : Angle de dilatance.

E : Le module de Yong.

R : Force de réaction.

θ : Angle du plan de rupture.

σ : Contrainte.

τ : Contrainte de cisaillement (tangentielle).

C : Cohésion (effective).

Lettres Latines :

EA : Rigidité normale.

EI : Rigidité flexion.

G : Le module de cisaillement.

K : Le module de compressibilité volumique.

K_x : Perméabilité horizontale.

K_y : Perméabilité verticale.

k : coefficient de réaction.

K_0 : Coefficient des terres au repos.

γ_{dry} : Poids volumique sec.

γ_{wet} : Poids volumique humide.

m : Puissance.

P : pression.

U : déplacement.

W : poids.

$\{\ddot{u}\}$: Vecteur d'accélération.

$\{\dot{u}\}$: Vecteur de vitesse.

$\{u\}$: Vecteur de déplacement.

$\{Q_f\}$: Vecteur de charge.

L : Longueur.

V_p : vitesse des ondes P.

V_s : vitesse des ondes S.

M : Magnitude.

Abréviations :

MEF : Méthode des éléments finis.

ISS : Interaction sol-structure.

PICF : passage inférieur en cadre fermé

PIPO : passage inférieur en cadre ouvert.

Introduction générale

Le phénomène d'interaction sol – structure est problème complexe, il correspond à une perturbation du mouvement incident sous l'effet du mouvement propre de la structure, d'où il résulte que le mouvement de l'interface de contact sol – structure n'est pas le mouvement dit de champ libre. L'interaction sol structure est un concept qui cherche à montrer que pour une structure reposant sur un sol de fondation il existe une influence réciproque dans le comportement du sol et de la structure. Selon les caractéristiques de la structure et le mouvement du sol, L'interaction sol structure peut avoir un effet sur la magnitude des forces induites à la structure en question.

La réponse sismique d'un pont cadre fermé se trouve toujours liée à la forme avec laquelle les mouvements sismiques du sol sont transmis à travers ses fondations au système fondation-structure. La complexité du problème d'interaction sol structure réside dans l'intégration et le couplage des deux éléments, le sol et la structure.

Ce phénomène peut décrire les effets qui se produisent dans le plan du contact entre la masse de sol et la structure, de sorte que dans l'analyse de la réponse dynamique, non seulement les propriétés structurelles soient incluses mais également les propriétés du sol sous-jacent. L'interaction sol structure, plutôt effective pour les basses fréquences, peut contribuer à amplifier ou à diminuer la réponse dynamique de la structure

La modélisation numérique est effectuée avec la méthode des éléments finis en utilisant le logiciel PLAXIS 2D. Dans le cadre de ce mémoire, l'étude se limite au cas statique

Le présent mémoire est composé de cinq chapitres :

Dans le premier chapitre, nous discutons de la conception des ponts cadres fermes, leurs avantages et leur inconvénients. Nous présentons leurs domaines d'emplois, modélisation, les systèmes de charges et surcharges supportées par ce type de ponts reposant sur un radier général.

Le deuxième chapitre de cette étude est un rappel des phénomènes sismiques, il comprend quelques généralités sur les séismes, nous présentons les paramètres qui participent à la description du mouvement sismique. Nous évoquons les imperfections qui subsistent dans la définition de certains paramètres. Nous essayons de donner et repertorier les facteurs qui influent sur les paramètres du mouvement sismique en n'importe quel point donné du profilé contenant le sol ou la fondation.

Le troisième chapitre on montre l'importance de l'interaction sol-structure, la formulation, la modélisation d'un Problème d'interaction et les méthodes de prise en compte de ce problème et l'importance de l'impédance des fondations.

Le quatrième et cinquième chapitre décrit sommairement l'outil numérique de calcul utilisé le code Plaxis, il décrit l'interface utilisatrice de ce logiciel, le modèle de comportement qui y sont implémentés, ainsi que le module dynamique dédié aux calculs des ouvrages sous sollicitations sismiques.

Enfin le travail se termine par une conclusion générale résumant tous les Résultats obtenus.

GENERALITES

I-But de l'étude

Le but de cette étude est d'analyser l'effet de l'interaction sol-fondation d'un pont cadre fermé reposant sur radier générale ; et que relie laquelle de la ville de MAGRA par la limite de la wilaya de SETIF d'une longueur de 18 Km.

Cette étude repose sur une analyse numérique en utilisant le code de calcul par élément fini (plaxis).

II-Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage étudié consiste à franchir l'oued traversant le chemin de Wilaya CW 11 au PK 01+ 764, cet ouvrage permet la liaison de la localité MAGRA à la limite de wilaya de SETIF sur 18 Km.



Figure (I) : Plan de situation

III-Les caractéristiques de l'ouvrage

Pont cadre 1 au PK 01+764

- Largeur : 13m
- Hauteur : 1,50 m
- Longueur 3.70 m.

III-1-Trace en plan

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ces points caractéristiques. La structure géométrique de l'ouvrage a une longueur de 3.7m.

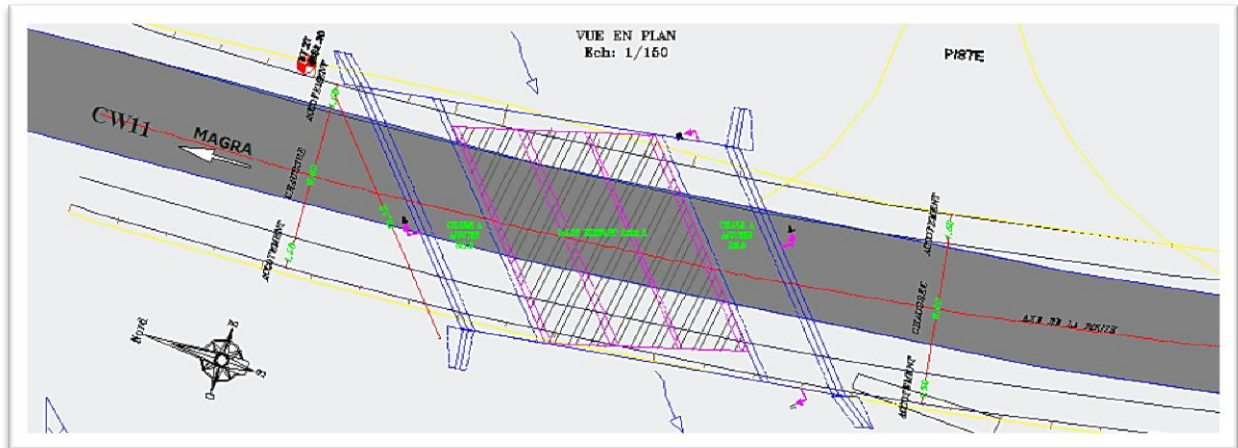


Figure (II) : tracé en plan

III-2-Profil en travers

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal.

Les composantes du profil en travers de notre chaussée sont :

- Largeur roulable : $L_r = 9.8$ m.
- Largeur pont : $L = 13$ m.
- Nombre de voies de circulations : $N = 2$ Voies (sens unique).
- divers en toit de 2,5%, et -2,5.

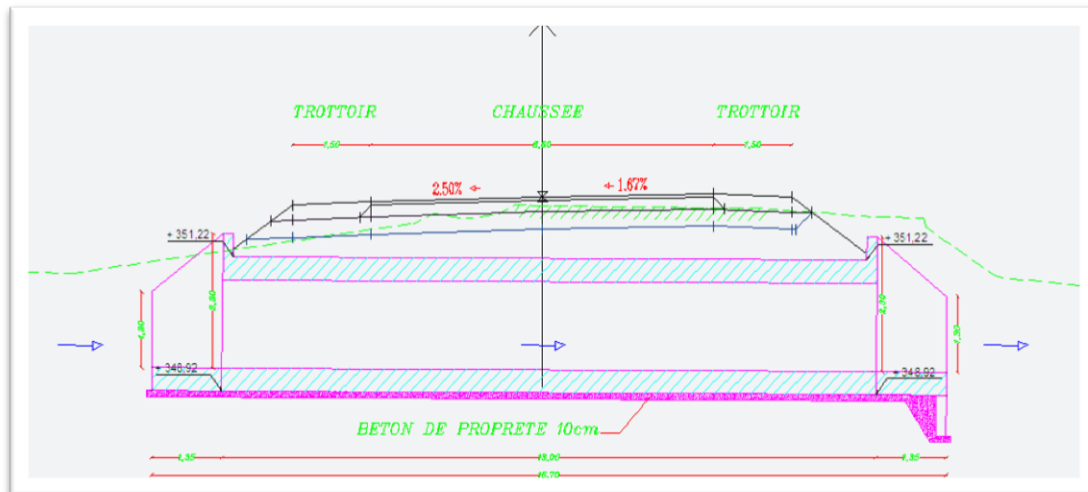


Figure (III) : Profil en travers.

Chapitre I

Notion sur les ponts cadre fermé

Introduction

La conception des ponts-cadre est en constante évolution grâce à l'avènement de logiciels présentant une qualité de conception et des performances croissantes, au développement de méthodes de construction à la fois plus précise et plus sophistiquées, et à la création de formes originales apportant de nouvelles solutions aux problèmes posés de franchissement des obstacles les plus divers. Ainsi, il est rare que la prise en compte de toutes les différentes contraintes conduise à un temps unique de dimensionnement pour un franchissement donné. Dans la majorité des cas, il faut envisager un temps de travail qui dure plusieurs jours.

Au cours de ce chapitre, nous allons discuter de certaines notions sur le PICF, ainsi ses domaines d'emploi, ensuite ses systèmes surcharges $A(l)$, $B (B_c, B_t, B_r)$, M_{c120} , M_{e120} .

I-1 Définition

Le PICF (passage inférieur en cadre fermé) est un cadre fermé, comme son nom l'indique. C'est le plus petit ouvrage type qui fasse l'objet d'un programme de calcul. Ces ouvrages sont constitués d'un radier inférieur servant de fondation, de deux piédroits retenant les terres, et d'une traverse supérieure assurant le passage de la voie portée.

Ils comportent des ouvrages de tête qui peuvent être des murs en ailes ou en retour (indépendante et solidaire du cadre) [1].

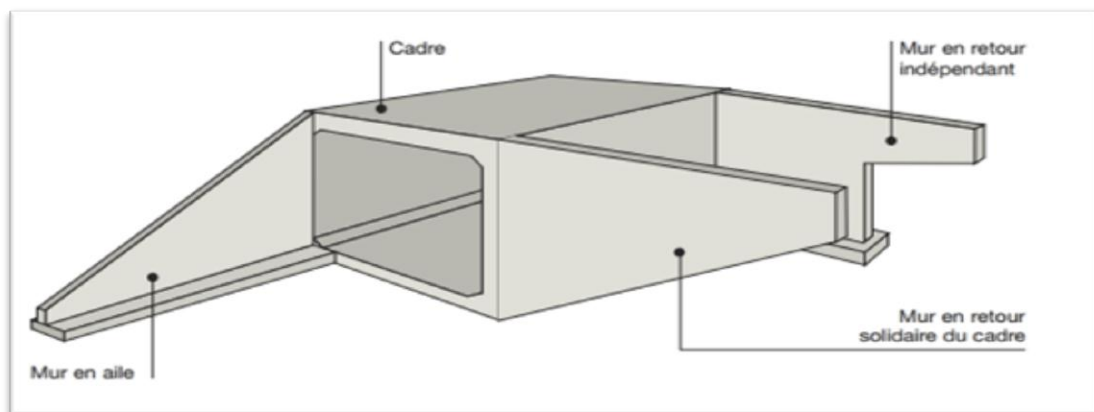


Figure I-1 : Schéma type d'un PICF.

I-2 Domaine d'emploi

Le PICF est utilisable jusqu'à une ouverture de 12 mètres .Il est en concurrence avec le PIPO, et lui sera préféré si le sol de fondation est mauvais. Pour fixer un ordre d'idée, on préférera un PICF si le taux de travail admissible du sol est inférieur à 2 Kg/cm^2 , et on préférera le PIPO si le taux de travail admissible est supérieur à 3 Kg/cm^2 . Entre les deux il faut faire une étude plus détaillée, et pour se faire, se reporter au document EST, qui permet d'évaluer le coût des différents ouvrages types.

La portance du sol doit cependant rester supérieure à 1 kg/cm^2 .

- Le PICF peut supporter des remblais de hauteur modérée (2 à 3 mètres).Il est intéressant de le placer sous un remblai de 1 mètre, car cela permet de supprimer les dalles de transition qui sont assez coûteuses.

L'importance de la hauteur de remblais admissible sur un PICF dépend de sa portée. Plus la portée est grande, et plus le remblai admissible est limite.

Lorsque le cadre est placé nettement plus bas que la voie portée on peut donc envisager plusieurs solutions.

- a) Réaliser l'ouvrage au gabarit exigé, ce qui conduit à une certaine épaisseur et la traverse),
- b) Ne pas mettre de remblai et augmenter la hauteur du cadre, On estime que le coût du cadre augmenté de 12% lorsque sa hauteur augmente d'un mètre.
- c) Employer une solution intermédiaire, permettant de gagner les dalles de transition.
 - Le biais doit rester relativement modéré (60 degrés au minimum). Si le biais devient plus faible, le programme de calcul électronique n'est plus applicable (celui de PIPO l'est encore si bien qu'on aura alors recours à un PI à trois travées).

- Les PICF peuvent être utilisés comme petit passage hydrauliques, à condition que la déviation provisoire du cours d'eau, qui est indispensable, ne soit pas trop coûteuse. Il est, sur ce plan, tout à fait comparable aux solutions concurrentes : OHVM et bases métalliques. Ce sera en particulier une solution intéressante comme ouvrage de décharge (les deux autres aussi)[1].

I-3- Dimensionnement

Pour $\bar{\sigma}_b = 150 \text{ bars}$, on admet les valeurs ci-dessous comme première approche (la valeur de 0.30 m étant un minimum technologique).

Ouverture biaise en m épaisseur	3	5.5	7.4	8	10
E1 radier	0.30	0.30	0.32	0.36	0.44
E2 piédroit	0.30	0.30	0.30	0.32	0.36
E3 traverse	0.30	0.30	0.30	0.32	0.38

Mini

Tableau (I-1) : épaisseur de piédroit et radie en fonction de l'ouverture de l'ouvrage

La quantité d'acier varie de 100 à 110 kg/ m³. [1]

I-4 Charges et sur charges

I -4 -1 Charges permanentes

Ensemble des actions totales du poids propre

Poids propre du remblai sur la dalle supérieure

I-4-2 Système de charge A (L)

Le système A est constitué d'une charge uniformément répartie dont l'intensité (en kg/m²) est dégressive suivant la longueur totale chargée L, exprimée en mètres :

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L + 12} \left(\frac{kg}{m^2} \right)$$

Avec : L : longueur chargée (portée du pont) .

De plus, cette charge est dégressive dans le sens transversal : la valeur de A (L) donnée par la formule précédente est multipliée par un coefficient a1 décroissant en fonction du nombre de voies chargées, et variant suivant la classe du pont :

Nombre de voies		1	2	3	4	≥ 5
Classe du pont	1 ^{er}	1	1	0,9	0,75	0,7
	2 ^{eme}	1	0,9	—	—	—
	3 ^{eme}	0,9	0,8	—	—	—

Tableau (1-2) : Les valeurs du coefficient a_1

Un autre coefficient multiplicateur a_2 permet enfin d'ajuster la valeur de la charge de manière qu'elle soit indépendante de la largeur exacte de chaque voie de circulation.

Avec : $a_2 = \frac{v_0}{v}$

v Étant la largeur d'une voie et v_0 ayant les valeurs suivantes :

- 3.5 m pour les ponts de première classe ;
- 3.0 m pour les ponts de deuxième classe ;
- 2.75 m Pour les ponts de troisième classe.

La charge $A = a_1 * a_2 * A(l)$ ainsi obtenue est appliqué uniformément sur toute la largeur de chacune voies considérées.

I-4-3 Système de charge B :

Il se compose de trois systèmes (B_c , B_r , B_t).

Toutes les charges du système B sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique, dont la valeur dépend de la longueur L (en m) de l'élément étudié, de sa charge permanente G et de la charge maximale S du système B, qui lui est appliquée. Ce coefficient est donné par la formule :

$$\delta_{bc} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2l} + \frac{0,6}{1 + 4(G/S)}$$

a) Surcharge B_c (camion type)

Les surcharges B_c se composent d'un ensemble de camion types.

Dans le sens longitudinal le nombre de camions est limité à deux (02) et dans le sens transversal il faut disposer autant de files que de voie de circulation et l'on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable.

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du système Bc prise en compte est multipliée par le coefficient bc, donné dans le tableau suivant:

Nombre de files considérées		1	2	3	4	5
Classe du pont	1 ^{er}	1,20	1,10	0,95	0,80	0,70
	2 ^{eme}	1,20	1,00	—	—	—
	3 ^{eme}	1,00	0,8	—	—	—

Tableau (I-3) : Les valeurs du coefficient bc

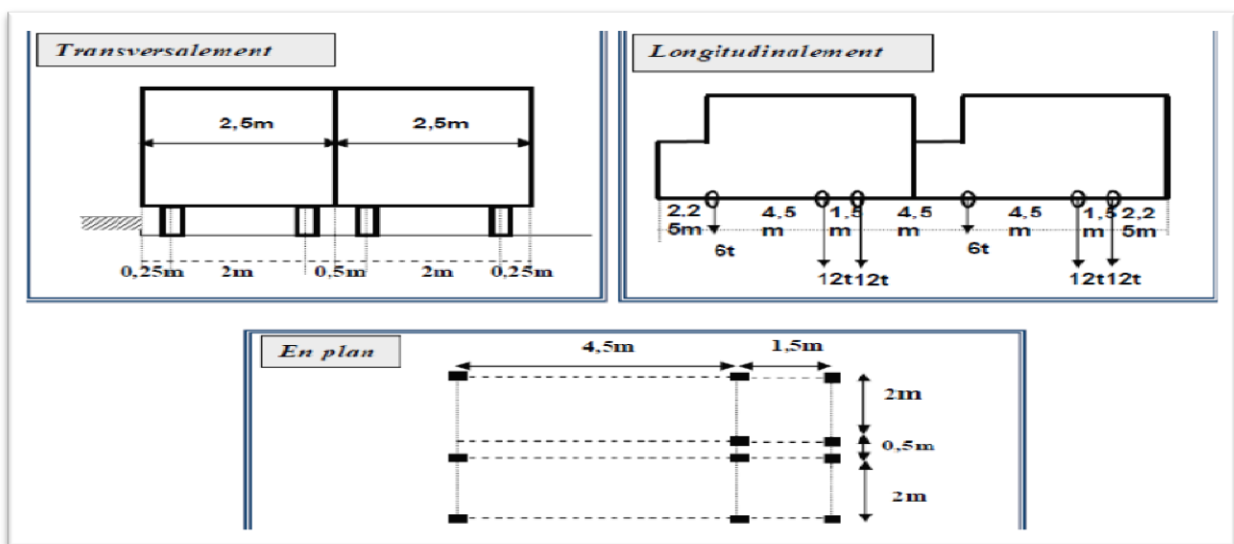


Figure (I-2) : système de charge Bc

b) Surcharge Bt (Essieu tandem) :

Le sous- système Bt se compose de deux tandems à deux essieux de quatre roues chacun, le poids de chaque essieu étant de 16 t :

- Il ne s'applique qu'aux ponts de première et deuxième classe ;
- Le nombre de camions est limité à deux(02) dans le sens transversal ;
- Il est affecté d'un coefficient de pondération bt :

Classe du pont	1 ^{ère}	2 ^{ème}
Coefficient	1	0.9

Tableau (I-4) : Les valeurs du coefficient bt

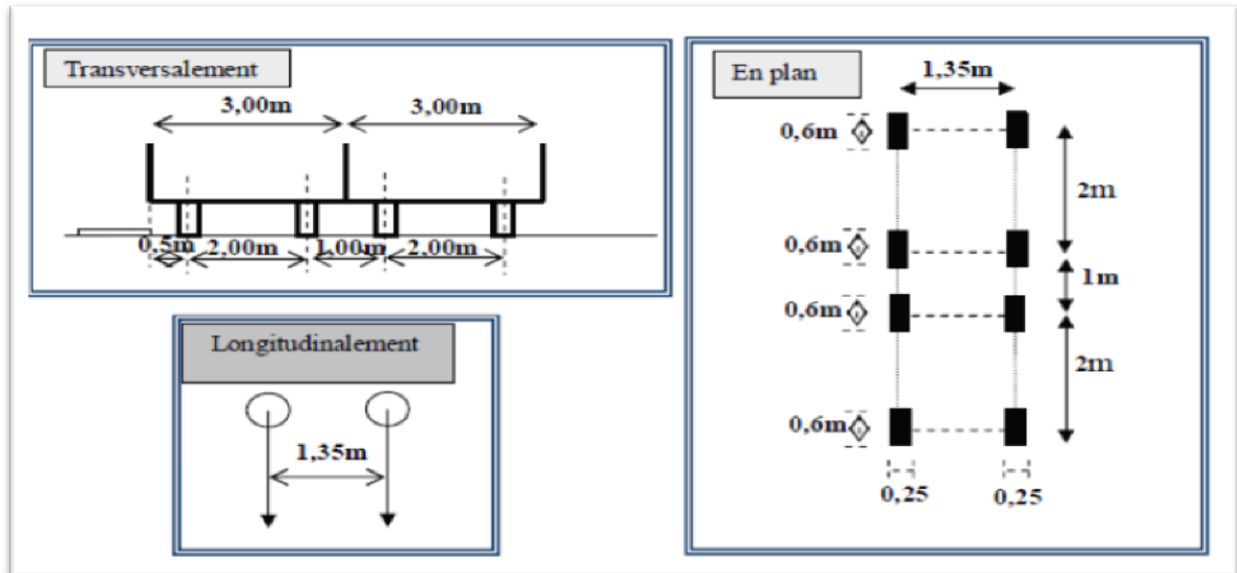


Figure (I-3) : système de charge Bt

c) Surcharge Br (roue isolée)

Le système Br se compose d'une roue isolée transmettant un effort de 10 t à travers une surface d'impact rectangulaire de 0,6 * 0,3m.

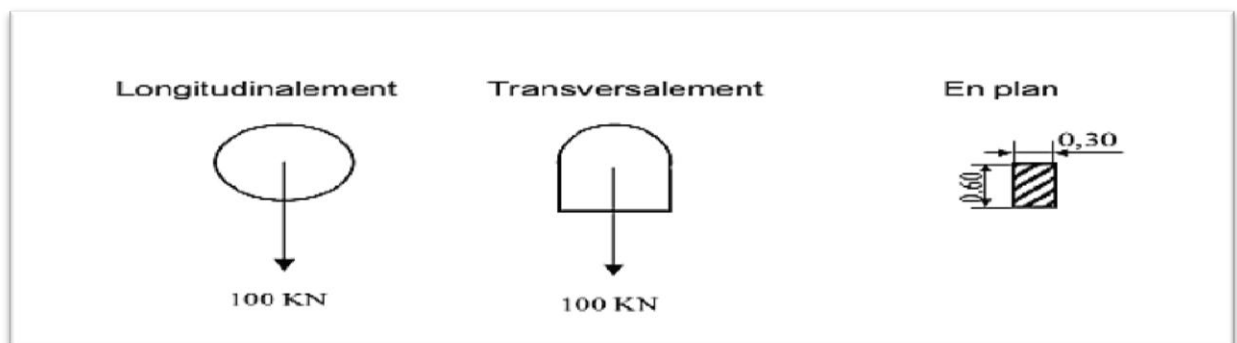


Figure (I-4) : système de charge Br.

I-4-4-Surcharges militaires

a) Surcharge militaire Mc₁₂₀

Un véhicule type Mc₁₂₀ comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

- Masse totale : 110 t
- Longueur d'une chenille : 6,10 m
- Largeur d'une chenille : 1,00 m
- Distance d'axe en axe des deux chenilles : 3,30 m

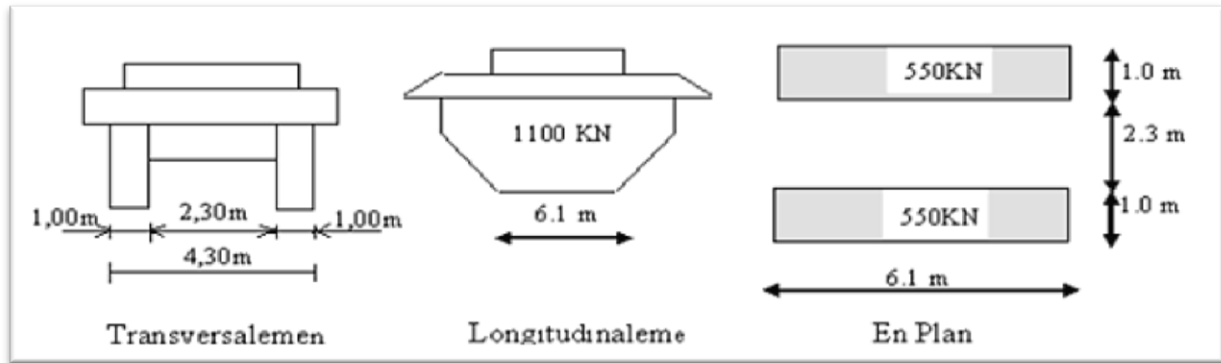


Figure (I-5) : système de charge M_{c120}

b) Surcharge militaire M_{e120}

Il est constitué d'un groupe de deux essieux distants de 1,80 m d'axe en axe et sont assimilés chacun à un rouleau. Chaque essieu porte une masse de 33 tonnes, sa surface d'impact est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 4,00 m et le côté longitudinal 0,15 m.

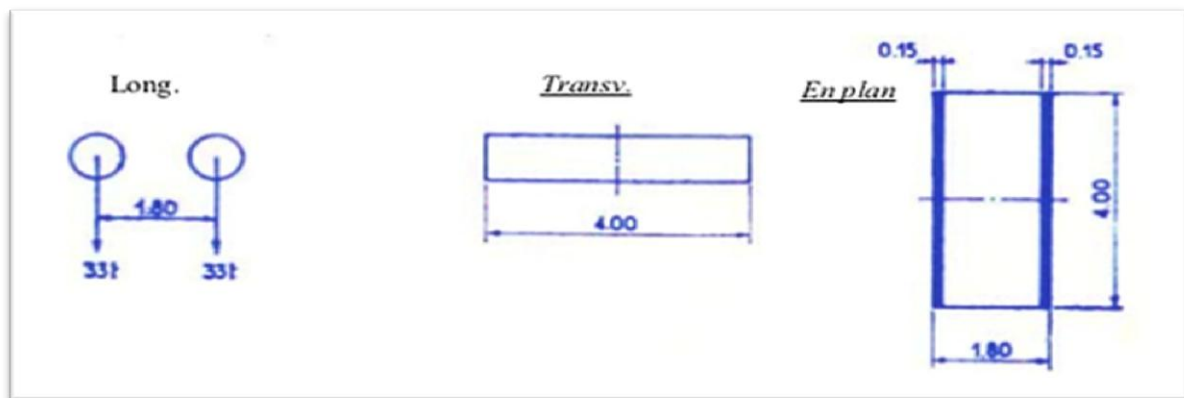


Figure (I-6) : système de charge M_{e120}

I-5 -Les combinaisons d'actions

Conformément au BAEL91, les sections sont justifiées dans le cadre de l'état-limite ultime (E.L.U.) et de l'état-limite de service (E.L.S.).

Les deux calculs, en flexion simple, sont menés de façon indépendante.

Etat-limite de service selon le BAEL 91 il y a lieu de considérer :

$$ELU : 1,35G + \max \left(1,60 * \max \begin{pmatrix} A(l) \\ Bc \\ Bt \\ Br \end{pmatrix} ; 1,35 * \max \begin{pmatrix} Mc120 \\ Me120E \end{pmatrix} \right) + 1,60 * trottoir$$

$$ELS : G + \max \left(1,20 * \max \begin{pmatrix} A(l) \\ Bc \\ Bt \\ Br \end{pmatrix} ; \max \begin{pmatrix} Mc120 \\ Me120 \end{pmatrix} \right) + trottoir$$

I-6- Les avantages

- a) En particulier, l'encastrement du tablier sur les piédroits assure la stabilité de ces derniers vis-à-vis des efforts horizontaux (poussée des terres,...).
- b) permet de mieux répartir les moments dans tablier que dans le cas d'une travée isostatique.
- c) Il en résulte une minceur remarquable, particulièrement intéressante dans le cas des franchissements de faible tirant d'air.
- d) dans leur grande majorité, ces ouvrages ne nécessitent ni joints de chaussée ni appareils d'appui, ce qui leur confère une grande facilité d'entretien.
- e) La possibilité de disposer un remblai de faible hauteur sur les cadres confère à ces derniers une plus grande souplesse d'utilisation.
- f) structure simple et robuste
- g) Facilite d'exécution
- h) bonne tenue de la tempe

I-7- Les inconvénients

- a) les structures voûtées nécessitent un sur gabarit dû à leur forme ainsi qu'une hauteur

Minimale de couverture au-dessus de la clé.

b) En revanche, ces ouvrages, du fait de leur grande hyperstaticité, sont sensibles aux déformations imposées (tassements du sol notamment) et nécessitent certaines précautions au niveau de la conception, du calcul et de l'exécution.

c) Déviation provisoire du cours d'eau lorsque cet ouvrage est utilisé comme évacuation des d'eau. [3]

Conclusion

L'élaboration d'une note de calcul d'un pont cadre nécessite une connaissance approfondie d'une méthode de calcul, une grande concentration et un temps de travail beaucoup plus important.

L'ingénieur chargé de l'étude doit tenir compte de toutes les données, naturelles et fonctionnelles liées au site et à la destination de l'ouvrage.

Chapitre II

Caractéristiques du mouvement sismique

Introduction

L'Algérie a de tout temps été soumise à une activité sismique intense avec comme résultats des pertes humaines et matérielles importantes dommageables non seulement aux individualités et collectivités locales, mais également au payentier dont elle peut parfois obérer le développement pour un certain nombre d'années à l'instar du séisme de CHLEF du 10 octobre 1980 dont nous continuons encore à payer les conséquences aujourd'hui, en particulier sous forme de remboursements de dette.

Cette activité sismique est due principalement à la nature géologique de la région maghrébine et à ses caractéristiques et à ses caractéristiques tectoniques à la frontière des plaques africaine et eurasienne, en mouvement compressif permanent [4].

II-1- Définition un séisme

Un séisme ou tremblement de terre est le résultat de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches. Le résultat de la rupture des roches en surface s'appelle une faille. Le lieu de la rupture des roches en profondeurs se nomme le foyer. Plus rares sont les séismes dus à l'activité volcanique ou d'origine artificielle (explosions par exemple).

Il se produit de très nombreux séismes tous les jours, mais la plupart ne sont pas ressentis par les humains. Environ cent mille séismes sont enregistrés chaque année sur la planète. Les plus puissants d'entre eux comptent parmi les catastrophes naturelles les plus destructrices. La science qui étudie ces phénomènes est la sismologie (étudiée par des sismologues) et l'instrument d'étude principal est le sismographe (qui produit des sismogrammes [4].

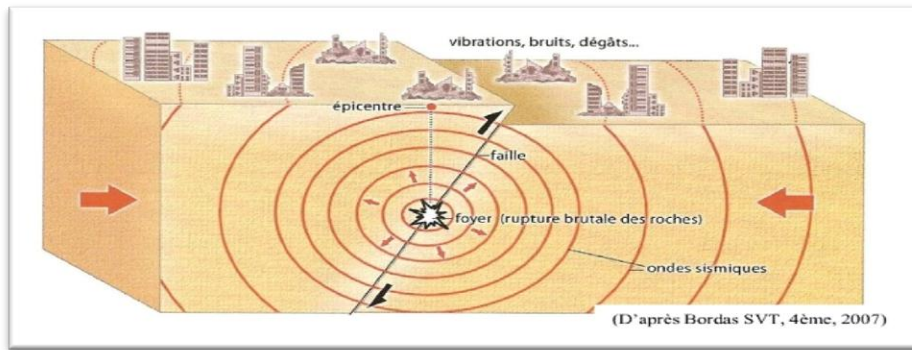


Figure (II-1) : présentation schématique caractéristique d'un séisme

Les sismogrammes, ou accélérographes

Ce sont des représentations des accélérations en un lieu du séisme, en fonction du temps. Ils caractérisent à la fois l'accélération, la durée et le contenu fréquentiel. Ils proviennent d'enregistrements dans la zone sismique considérée, dans ce cas on les appelle naturels. Ils peuvent aussi être créés artificiellement. Un sismogramme est la caractérisation la plus explicite d'un tremblement de terre, qui présente l'avantage de pouvoir être directement utilisé dans un calcul dynamique.

II-2- Les causes des séismes

A partir, des lois de comportement classiques, on sait que lorsqu'un matériau rigide subit des contraintes de cisaillement, il commence d'abord à déformer de manière élastique, puis lorsqu'il aura atteint sa limite d'élasticité, il passe à la rupture, en libérant de façon instantanée toute l'énergie qui a accumulé durant la déformation élastique. Ceci peut se passer dans la lithosphère (écorce terrestre) qui est soumise à des contraintes causées le plus souvent par le mouvement des plaques tectoniques : choc inter-plaque ou « craquements » intra-plaque.

Sous ces conditions, lorsqu'en certains endroits de la lithosphère, la limite d'élasticité est atteinte, il se produit une ou des ruptures d'équilibres sous la contrainte de l'ébranlement.

La libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches de l'écorce sera dégagée le long des failles donnant lieu ainsi à des séismes plus ou moins destructeurs.

A cause des forces de friction entre les parois d'une faille, les déplacements le long de cette faille ne se font pas de manière continue et uniforme, mais par coups successifs dégageant à chaque fois un séisme [5].

Chapitre II : caractéristiques du mouvement sismique

II-3- La faille

La faille est le résultat de la rupture d'un ensemble rocheux sous l'effet des contraintes auxquelles il est soumis.

On appelle mécanisme au foyer, le mécanisme permettant de définir quelle type de faille intervient dans le tremblement de terre, ainsi que l'orientation de la faille et la direction de glissement des blocs sur cette faille. On peut ainsi définir la nature convergente ou divergente des mouvements à l'origine des séismes [6].

Le mécanisme au foyer d'un séisme est généralement une combinaison de mécanismes simples.

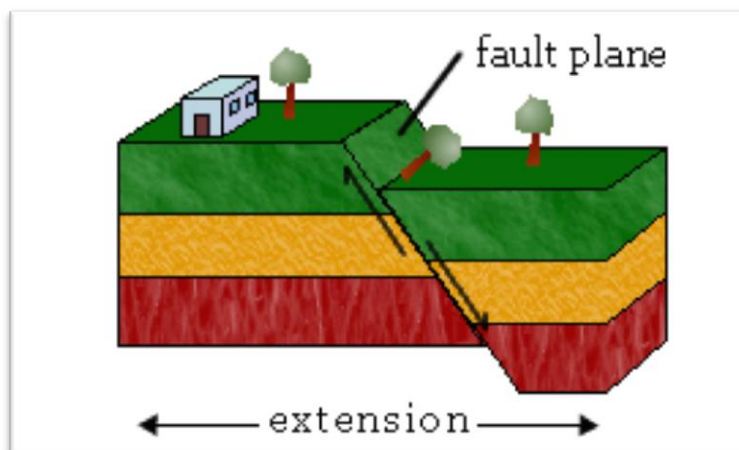
Il existe trois sortes de failles et trois sortes de mécanismes au foyer. On représente le type de mécanisme au foyer par une sphère centrée autour du foyer du séisme.

Cette sphère est découpée en quatre cadrans en lien avec le sens du mouvement des ondes P.

A chaque type de faille, correspond ainsi un diagramme de mécanisme au foyer.

II-3-1 Les failles normales

Dans le cas d'une faille normale, le bloc au-dessus de la faille bouge vers le bas par rapport au bloc en dessous. Ce mouvement est créé par des forces en extension et provoque un allongement.



Figure(II.2) Les failles normales

Elles sont appelées ainsi parce que la déformation entraîne un étirement des roches initiales.

Elle résulte du mouvement d'écartement (divergence)

Chapitre II : caractéristiques du mouvement sismique

II-3-2- Les failles inverses

Dans le cas d'une faille inverse, le bloc au-dessus de la faille bouge vers le haut par rapport au bloc en dessous. Ce mouvement est créé par des forces en compression et provoque un raccourcissement. Elles sont appelées ainsi parce que la déformation entraîne un raccourcissement des terrains initiaux. Elles résultent de mouvements de rapprochement (convergence).

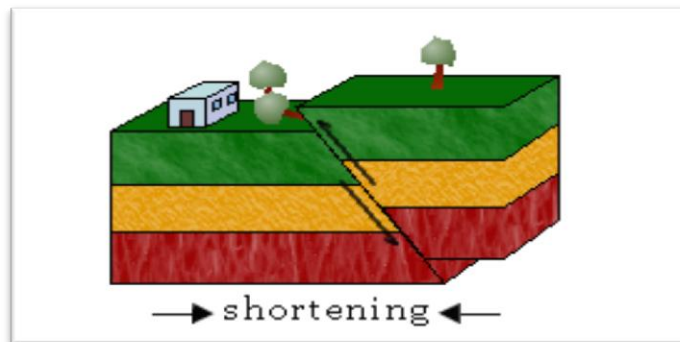


Figure (II.3) Les failles inverses

II-3-3- Les failles en décrochement

Dans le cas d'une faille décrochant, le mouvement entre les blocs de part et d'autre de la faille est horizontal. Si comme dans l'animation le bloc de droite part vers la gauche (par rapport à l'autre bloc), la faille est dite senestre (et dextre dans le cas inverse). Ce mouvement est créé par des forces de cisaillement.

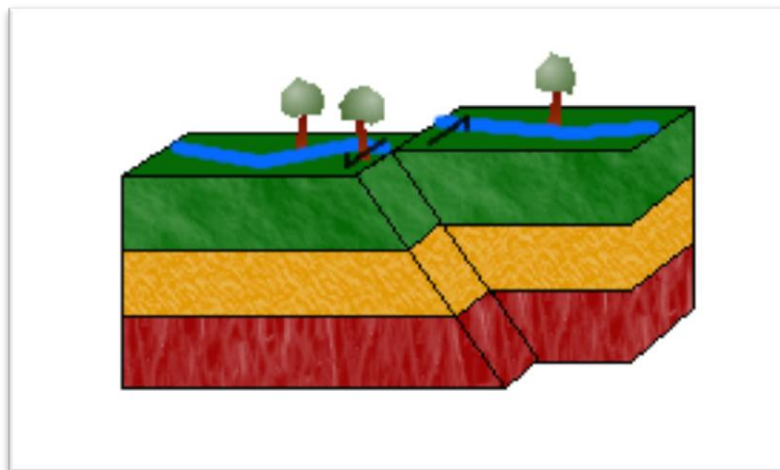


Figure (II-4) Les failles en décrochement

Chapitre II : caractéristiques du mouvement sismique

II-4 Nature et mode de propagation des ondes sismiques

Un tremblement de terre correspond à une vibration transitoire du sol provoqué par les ondes sismiques émises lors d'un déplacement de sol (rupture) le long d'une faille active, à partir du foyer. La rupture cesse de se propager lorsque l'énergie potentielle de déformation est épuisée. Six sortes d'ondes de choc sont engendrées au cours du processus. Deux sont classées comme ondes de volume et les quatre autres sont des ondes de surface [7].

On distingue les principaux types d'ondes :

II-4-1 : Les ondes de volume

Elles prennent naissance au foyer et se propagent à l'intérieur du manteau terrestre sous deux formes : on distingue les ondes P et les ondes S.

a) Les ondes P :

Les ondes P (ou "primaires" car ce sont les plus rapides) sont des ondes de compression : le déplacement des particules est parallèle (longitudinal) à la direction de propagation de l'onde. Elles se propagent dans la croûte terrestre à une vitesse de 6 à 8 km/s.

• La vitesse des ondes P est donnée par :
$$V_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1-2\nu)(1+\nu)}}$$

Où : * λ : est le module d'incompressibilité.

* G : est le module de cisaillement (ou rigidité).

* ρ : est la masse volumique.

* ν : est Coefficient de Poisson.

* E : est Module d'élasticité dynamique [N/m²].

On a :
$$\lambda = \frac{E\nu}{(1-2\nu)(1+\nu)} \quad \text{et} \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Dans la théorie de l'élasticité :
$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad ; \quad \nu = \frac{\varepsilon_L}{\varepsilon}$$

σ : Contrainte normale dans une direction.

$\varepsilon, \varepsilon_L$: Déformation dans la même direction et dans la direction perpendiculaire.

Les ondes P se propagent dans tous les milieux : les solides aussi bien que les liquides.

Chapitre II : caractéristiques du mouvement sismique

b) Les ondes S :

Les ondes S (ou «secondaires» car elles arrivent après les ondes P) sont des ondes de cisaillement : le déplacement des particules est perpendiculaire (transversal) à la direction de propagation de l'onde. Elles se propagent dans la croûte terrestre avec une vitesse d'environ 3 à 5 km/s.

- La vitesse des ondes S est donnée par :

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

Où f

*G : est le module de cisaillement (ou rigidité), f

*P : est la masse volumique.

II-4-2 Les ondes de surface

Les ondes de volume qui arrivent à la surface de la terre donnent naissance à des ondes de surface, elles se propagent parallèlement à la surface terrestre et font donc le tour du globe. Elles ne sont sensibles que sur une profondeur extrêmement faible. Les ondes de surface les plus importantes sont les suivantes :

- **Les ondes Rayleigh R** : Ce sont des ondes pour lesquelles les points du sol décrivent des ellipses dans le plan vertical et de sens rétrograde. Ce mouvement entraîne des compressions ou des tractions ainsi que des contraintes de cisaillement dans le sol. Leur vitesse atteint en moyenne 92% de celles des ondes S.
- **Les ondes de Love L** : Les points du sol se déplacent tangentiellement à la surface, perpendiculairement à la direction de propagation, elles n'entraînent que des contraintes de cisaillement.

Le problème de propagation des ondes n'est pas complètement maîtrisé à ce jour. Il permet d'apprécier les conséquences du mouvement sismique au voisinage de la surface concernant le choix du site, le comportement du sol de fondation (glissement, tassement, liquéfaction) et l'étude de l'interaction sol – structure. [8]

Chapitre II : caractéristiques du mouvement sismique

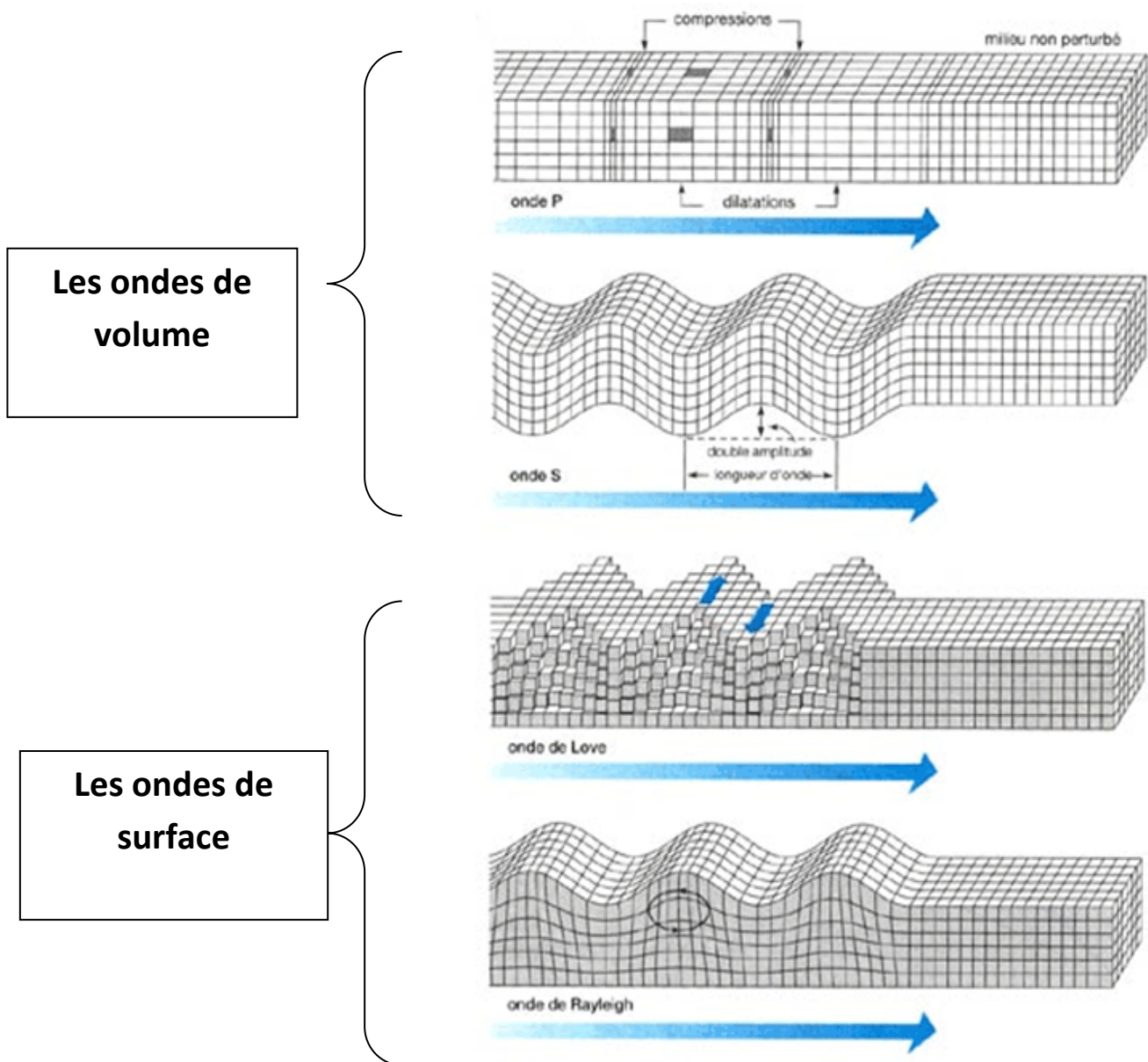


Figure (II-5) Des quatre modes de propagation des ondes sismique

II-5- Foyer et Epicentre

Lorsqu'un séisme est déclenché, un front d'ondes sismiques se propage dans la croûte terrestre. On nomme foyer le lieu dans le plan de faille où se produit réellement le séisme, alors que l'épicentre désigne le point à la surface terrestre à la verticale du foyer.

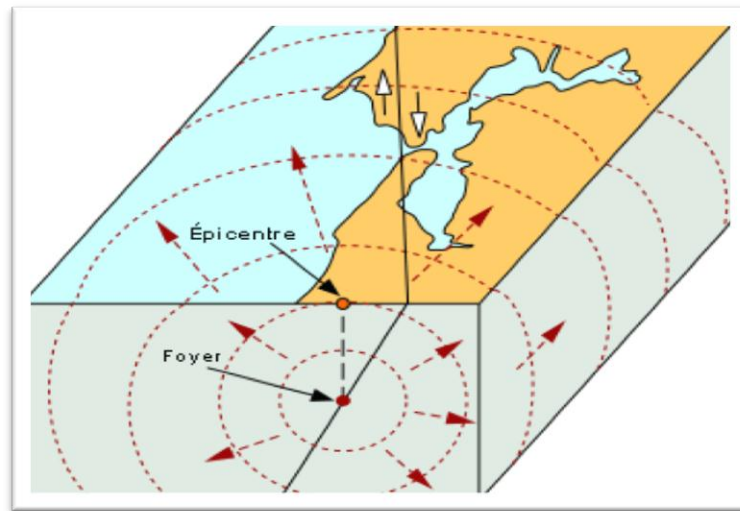


Figure (II-6) Présentation schématique d'un foyer et épipcentre

II-6- Profondeur du foyer

On distingue trois classes de séismes, en fonction de la profondeur où ils se produisent:

- Les séismes superficiels Qui se produisent en faible profondeur, soit dans les premières dizaines de kilomètres, et qui se retrouvent autant aux frontières divergentes, c'est à dire le long des dorsales médio-océaniques qu'aux frontières convergentes au voisinage des fosses océaniques.
- Les séismes intermédiaires Qui se produisent entre quelques dizaines et quelques centaines de kilomètres de profondeur et se concentrent uniquement au voisinage des limites convergentes.
- Les séismes profonds Qui se produisent à des profondeurs pouvant atteindre les 700 km [7].

II-7-Paramètres caractéristiques du mouvement sismique

L'intensité, la magnitude ou les accélérations maximales du sol, ne sont pas suffisantes pour estimer les risques pour une structure en béton par exemple. En effet, l'estimation de la réponse d'une structure nécessite une connaissance plus précise du mouvement du sol en ce qui concerne la durée et le contenu fréquentiel. Deux méthodes permettent de caractériser le mouvement du sol [5].

Chapitre II : caractéristiques du mouvement sismique

II-7-1 La Magnitude

Cette notion a été introduite en 1935 par le sismologue Américain Richter. Elle caractérise l'énergie libérée par la rupture de la faille au point de déclenchement du tremblement de terre ou foyer (dans la zone épacentrale). Contrairement à l'intensité qui apparaît comme limitée supérieurement par définition au degré XII, la magnitude peut atteindre théoriquement n'importe quelle valeur. La magnitude locale d'un séisme est définie par :

$$M = \log_{10} \frac{A}{A_0}$$

A : amplitude maximale mesurée en mm sur l'enregistrement d'un sismographe horizontal Wood – Anderson à une distance donnée ;

A_0 : amplitude de référence qui correspond à la magnitude 0.

II-7-2 Intensité

Déterminée suivant les réactions humaines et les conséquences dommageables ou non sur les constructions et sur l'environnement en un endroit donné. Elle est donc variable d'un lieu à l'autre, maximale dans les régions de l'épicentre, elle décroît régulièrement sauf singularité, au fur et à mesure que l'on s'éloigne de ce point. Une décroissance rapide sera l'indice d'un foyer proche de la surface. Elle est évaluée en comparant les effets constatés avec ceux décrits dans les échelles macrosismiques. Une échelle d'intensité (I à XII) de Mercalli a été adaptée internationalement sous le nom d'échelle macrosismique internationale d'intensité.

II-8 Enregistrement du signal sismique

Le signal sismique peut être introduit de deux manières différentes dans le calcul des structures :

- Accélérogrammes.
- Spectres de réponse.

II-8-1 L'accélérogramme :

L'accélérogramme représente l'évolution en fonction du temps de l'accélération du sol.

II-8-2 Le spectre de réponse:

la pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le Chargement sismique par un spectre de réponse. Les spectres caractérisent les séismes beaucoup plus clairement que les accélérogrammes.

Chapitre II : caractéristiques du mouvement sismique

L'utilisation d'un spectre de réponse s'effectue différemment selon qu'il s'agit d'un spectre de déplacement ou d'un spectre d'accélération. La définition de l'action sismique par un spectre de réponse est une méthode particulièrement adaptée pour :

-synthétiser par une enveloppe couvrante tout le domaine des fréquences les efforts de Plusieurs accélérogramme aux contenus très différents

- Prendre en compte la nature du terrain situé sous la construction

- Tenir compte de l'intensité probable du séisme, du niveau de protection recherché et ceci en fonction de l'importance du bâtiment étudié, ce qui revient à caler le spectre au niveau de l'action sismique.

II-9 Critères de classification selon le « RPA99 »

Les critères de classifications selon le « RPA 99, version 2003 » sont : les zones sismiques, l'importance des ouvrages, les sites, les systèmes de contreventement et la régularité des ouvrages. Le territoire national est divisé en cinq (05) zones de sismicité croissante et dont la figure ci-dessous représente la carte des zones sismiques de l'Algérie et le zonage global des différentes wilayas. L'annexe I du « RPA 99, version 2003 » donne la classification sismique par wilaya et par commune lorsque la wilaya est partagée entre deux zones sismiques différentes ou plus [9].

- Zone 0 : sismicité négligeable
- Zone I : sismicité faible
- Zone IIa et IIb : sismicité moyenne
- Zone III : sismicité élevée

Chapitre II : caractéristiques du mouvement sismique

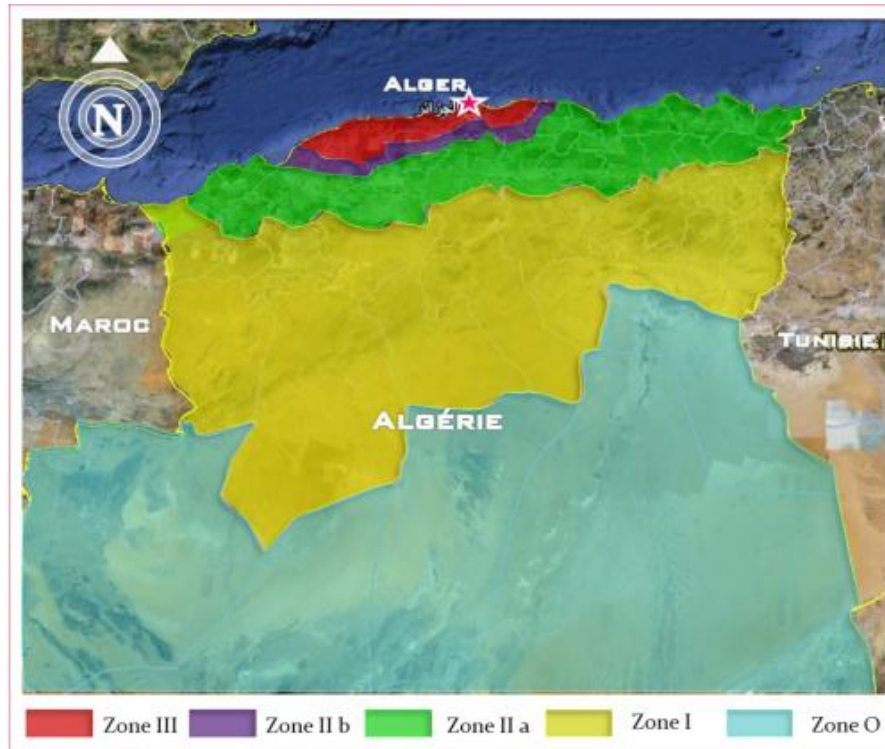


Figure (II.7) : zonage sismique du territoire national

Conclusion

Ce chapitre a pour but de mettre en évidence de phénomène et sismique et l'importance des zones sujettes à des séismes d'importance moyenne à grande est également mise en avant fin de parvenir à une démarche cohérente pour la conception d'un ouvrage stable.

Chapitre III

Interaction sol-structure (pont)

Introduction

C'est l'étude du comportement d'une structure soumise à une sollicitation sismique. L'interaction sol – structure traduit la modification du mouvement du sol (ou de la structure) en présence de l'autre lors du séisme.

L'interaction sol – structure est plus ou moins importante selon le type de sol, les caractéristiques de l'ouvrage, et son mode de fondation (impédance d'une fondation).

Pour résoudre un problème d'interaction sol – structure, il faut résoudre les problèmes suivants :

- La définition de l'aléa sismique et du mouvement résultant
- L'étude du comportement du sol sous chargement cyclique
- L'évaluation du comportement du sol en champ libre
- L'évaluation de la réponse de la structure sous chargement dynamique.

III-1 Définition de l'interaction sol structure

Le sol n'est pas parfaitement rigide. sous l'effet d'un chargement dynamique, le sol et la superstructure vibrent simultanément et interagissent l'un avec l'autre. La vibration de la superstructure entraîne des forces sur la fondation qui sont transmises au sol modifiant sa réponse. Le phénomène de la modification de la réponse du sol (de la structure) par la présence de la structure (le sol) s'appelle interaction sol-structure et il couvre deux phénomènes physiques

- a) **Interaction cinématique** : elle résulte de différence de raideur pour la partie en terre, entre le sol et la structure. Important pour la structure raidée enterrée dans un sol mou [10].

Négligeable pour les fondations superficielles avec des ondes à propagation verticale

- b) **Interaction inertielle** : elle résulte de la différence de la masse entre la structure et le sol, Toujours présente.

III.2 Etude du problème d'interaction-sol structure

III.2.1 Modélé analogique simplifié

L'influence de l'interaction sol-structure sur la réponse d'un ouvrage peut être illustrée à l'aide du modèle analogique de la figure III.1. La structure est assimilée à une Masse et un ressort, placés à une hauteur h au-dessus de la fondation. La liaison entre la Structure et la fondation est réalisée par une barre rigide. La fondation repose sur le sol et son interaction avec celui-ci est modélisée par le biais des fonctions d'impédance. On admettra pour l'instant que les fonctions d'impédance, c'est à dire les réactions Exercées par le sol sur la fondation, peuvent être représentées par un ensemble de ressorts Et d'amortisseurs indépendants de la fréquence; l'amortisseur rend théoriquement Compte à la fois de l'amortissement radiatif, c'est à dire de la dissipation d'énergie Par les ondes s'éloignant de la fondation, et de l'amortissement propre du matériau "sol", appelé amortissement matériel.

Dans un souci de simplification de la présentation, on supposera que l'amortissement matériel est négligeable devant l'amortissement radiatif (comportement élastique du sol), ce qui est valide pour un milieu homogène et des sollicitations sismiques d'amplitudes faibles à moyennes[11].

Le système de la figure(III.1) possède 3 degrés de liberté :

- le déplacement horizontal u de la masse m ,
- le déplacement horizontal u_0 de la fondation,
- la rotation θ de la fondation autour d'un axe horizontal.

Il est soumis à un déplacement horizontal du sol support, harmonique de pulsation ω et d'amplitude u_g [12].

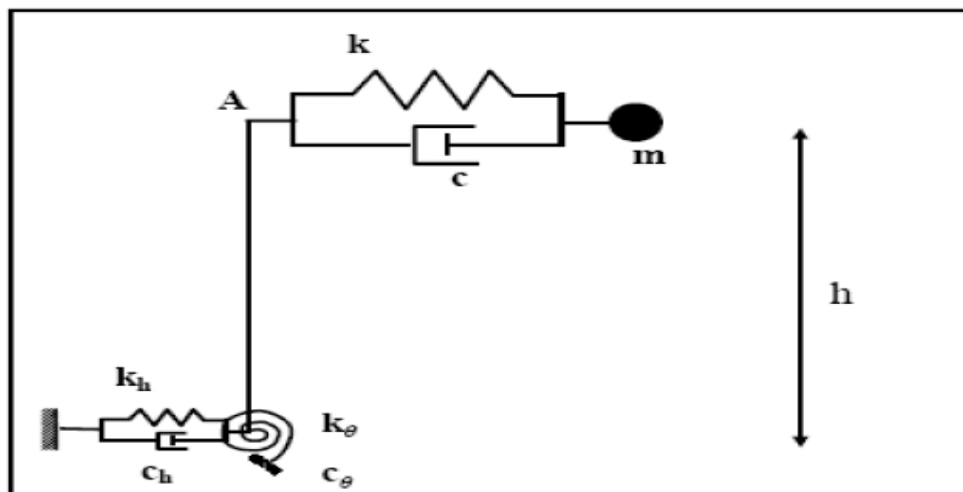


Figure (III.1) : Modèle simplifié d'interaction sol-structure

III-2-2 Les effets de l'ISS

En général, l'ISS entraîne :

- * Un allongement de la période de vibration du 1er mode notamment, qui peut provoquer une variation en plus ou en moins de la valeur de l'accélération selon la zone où l'on se situe sur le spectre élastique.

- * Un amortissement non négligeable (amortissement radiatif + amortissement propre au matériau-sol) puisque toujours supérieur à celui des matériaux de la structure. Ne pas le prendre en compte conduit à surestimer la réponse

- * Une rotation de la fondation qui peut modifier sensiblement le calcul de la déformée modale et donc la répartition des accélérations sur la hauteur du bâtiment

- * Un mouvement du sol à la base du bâtiment supposé identique à celui du champ libre ; dans les cas courants cette approximation est considérée comme acceptable.

Pour la majorité des structures usuelles de bâtiments, les effets de l'ISS ont tendances à être bénéfiques puisqu'ils réduisent les moments fléchissant et les efforts tranchants dans les différents éléments de la structure [13].

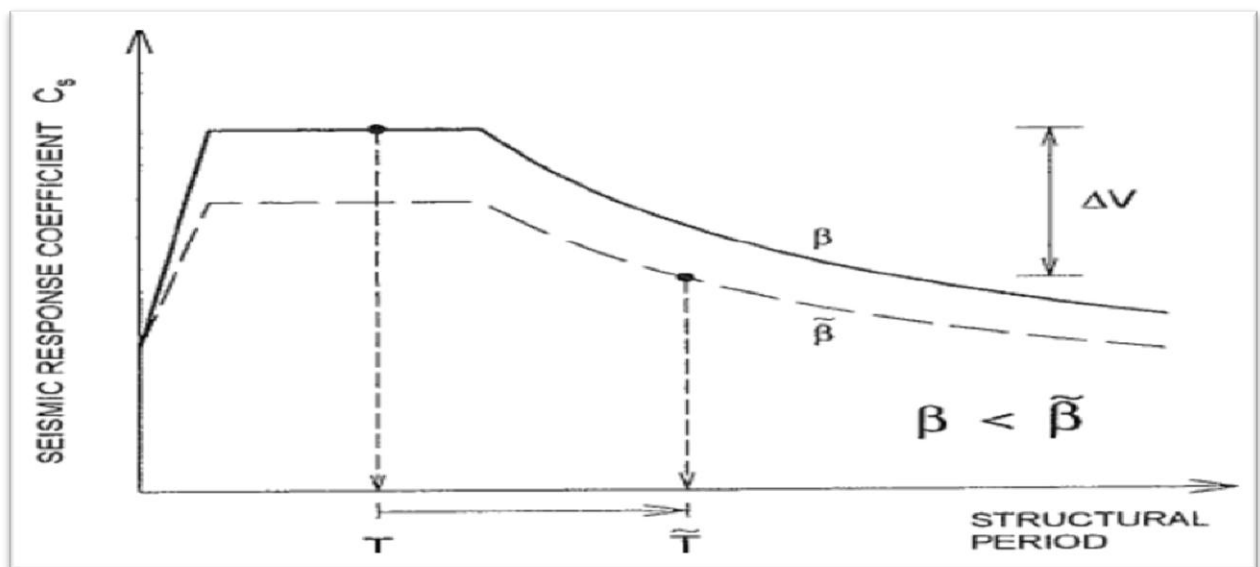


Figure (III.2) : Lecture spectrale montrant les effets de la prise en compte de l'ISS

III-3 Comportement des sols sous sollicitations sismiques

III-3-1 élasticité linéaire des sols

Le comportement élastique est dit « linéaire » si le tenseur des déformations est proportionnel au tenseur des contraintes au cours des sollicitations. Le comportement élastique linéaire est caractérisé par deux paramètres : un module d'élasticité axial de Young E dans le cas d'un essai de compression ou traction simple, ou par le module de cisaillement G pour un essai de cisaillement simple (Figure III.3) et le coefficient de Poisson ν .

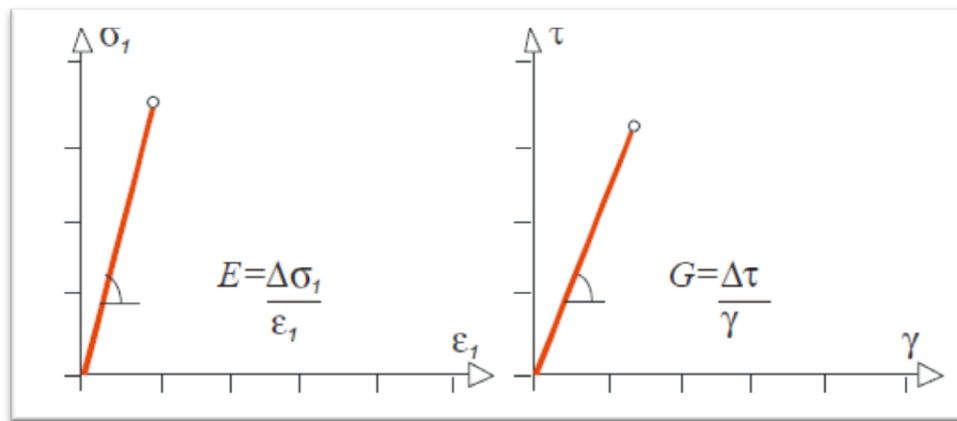


Figure (III-3): Loi de comportement élastique linéaire

III-3-2 Modèle élastoplastique

est dit avoir un comportement élastoplastique quand au-delà d'un certain niveau de chargement, il présente des déformations réversibles (élastiques) mais aussi des déformations irréversibles (plastiques) et que ces déformations et ces contraintes obéissent à des lois bien précises.

Notons que la considération d'un corps élastoplastique se fait en excluant l'influence du paramètre temps. Il est caractérisé par cinq paramètres :

- le module de Young E ,
- le coefficient de poisson ν ,
- la cohésion c ,
- l'angle de frottement ϕ ,
- L'angle de dilatance Ψ .

III-4 Mouvement du sol en champ libre

Le mouvement sismique est défini par un accélérogramme ou par un spectre de réponse. Ce mouvement est très influencé par les conditions géotechniques locales. L'étude d'un site doit suivre les principes es suivants :

- ❖ Définition du mouvement à la surface du sol ;
- ❖ Niveau d'accélération réaliste pouvant être transmis par le sol ;
- ❖ Caractéristique fréquentielle du mouvement compatible avec les caractéristiques physiques du site.
- ❖ Variation de l'accélération avec la profondeur dans des limites raisonnables.
- ❖ On peut utiliser la méthodologie suivante :
- ❖ Définition d'un spectre. Sur un affleurement rocheux représentatif de l'environnement ismotechtonique du site.
- ❖ Calcul de la réponse du site ;
- ❖ Ajustement éventuel du spectre de réponse pour compenser la prise en compte d'un seul type d'onde a propagation verticale.

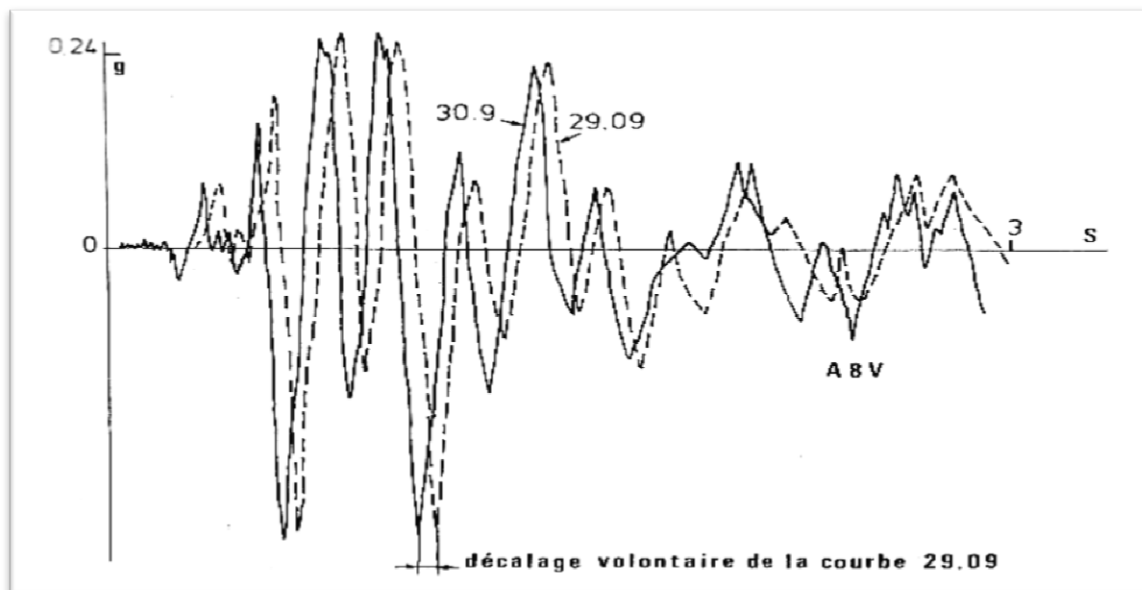


Figure (III.4): Accélération en champ libre

III-5 Caractéristiques dynamiques des sols

III-5-1 Détermination de τ_{max}

On a vu que le module de cisaillement pour les petites déformations (G_0) et la résistance Ultime de cisaillement (τ_{max}) sont nécessaires pour évaluer la courbe de contrainte-déformation de cisaillement

$$\tau_{max} = \left[\left(\left(\frac{1+K_2}{2} \right) \overline{\sigma}_v \sin \varphi' + c' \cos \varphi' \right)^2 - \left(\left(\frac{1-K_2}{2} \right) \overline{\sigma}_v \right)^2 \right]^{1/2}$$

$(\overline{\sigma}_v)$ = la contrainte verticale effective,

φ' = l'angle de frottement interne effectif,

c' = la cohésion effective,

k = le coefficient de pression des terres au repos,

III-5-2 Module de cisaillement maximum

Est une grandeur physique intrinsèque à chaque matériau et qui intervient dans la Caractérisation des déformations causées par des efforts de cisaillement.

Cette relation s'écrit :

$$G_{max} = \frac{\tau_{max}}{\gamma_{max}} = \frac{F/A}{\Delta x/l} = \frac{F.l}{\Delta x . A}$$

τ = contrainte de cisaillement,

γ_{max} = le déplacement latéral relatif,

A = l'aire sur laquelle la force agit,

F = La force appliquée,

L = L'épaisseur,

Δx = Le déplacement latéral.

III-5-3 Amortissement d'hystérésis

L'énergie amenée par le mouvement de la structure est dissipée :

Un amortissement hystérétique (matériel).

Une dissipation due au rayonnement des ondes dans le milieu semi-infini

III-6 Comportement sol-structure

Le problème de géotechnique le plus courant encore aujourd'hui. selon la capacité du sol ou le roche à supporter les structure, les fondations peuvent être superficielles au profondes. Ce type de fondation permet de reporter les charges dues qu'elles supportent. Sur des couches de sol situé à une profondeur variante de quelque mètre à plusieurs dizaines de mètre [14].

Lorsqu'une structure est sujette à l'action d'un tremblement de terre, elle répond en de déformation la réaction exercent sur la zone de contact enter la fondation

Et le sol, dues à la déformation de la structure modifie à son tour la réponse du sol. Cette déformation du sol au niveau de la fondation effectue également les mouvements de la structure.

On appelle ce phénomène de <<l'interaction de sol-structure >>.

III-7 Formulation de l'interaction sol fondation

Avant d'examiner les différentes méthodes de prise en compte de l'interaction sol-structure, Il est utile de formuler de façon générale le problème. Cette formulation est Orientée vers un traitement par éléments finis du phénomène d'interaction. En effet, la Complexité du problème est telle que le recours aux méthodes numériques est pratiquement inévitable.

Les équations du mouvement sont obtenues par référence à la figure III.3 qui Schématise un ensemble sol-structure. Désignant par, M, C, K les matrices de masse, amortissement et raideur du système, l'équation du mouvement s'écrit :

$$M \ddot{U} + C \dot{U} + K U = Q_f \quad (3-3)$$

Comme la source du mouvement (foyer du séisme) n'est généralement pas incluse dans le modèle, le vecteur de charge Q_i n'a de valeurs non nulles que sur la frontière extérieure du modèle.

En l'absence de structure, l'équation du mouvement du champ libre est analogue de par sa forme à l'équation (3.4); les indices f désignant les matrices massent, amortissement et raideur relative au seul champ libre, cette équation s'écrit :

$$M_f \ddot{U}_f + C_f \dot{U}_f + K_f U_f = Q_f \quad (3-4)$$

Posant :

$$U = U_i + U_f \quad (3-5)$$

L'équation (3.5) définit le déplacement d'interaction U_i qui satisfait l'équation :

$$M \ddot{U}_i + C \dot{U}_i + K U_i = -Q_i \quad (3-6)$$

Avec:

$$-Q_i = [M \quad -M_f] \ddot{U}_f + [C \quad -C_f] \dot{U}_f + [K \quad -K_f] U_f \quad (3-7)$$

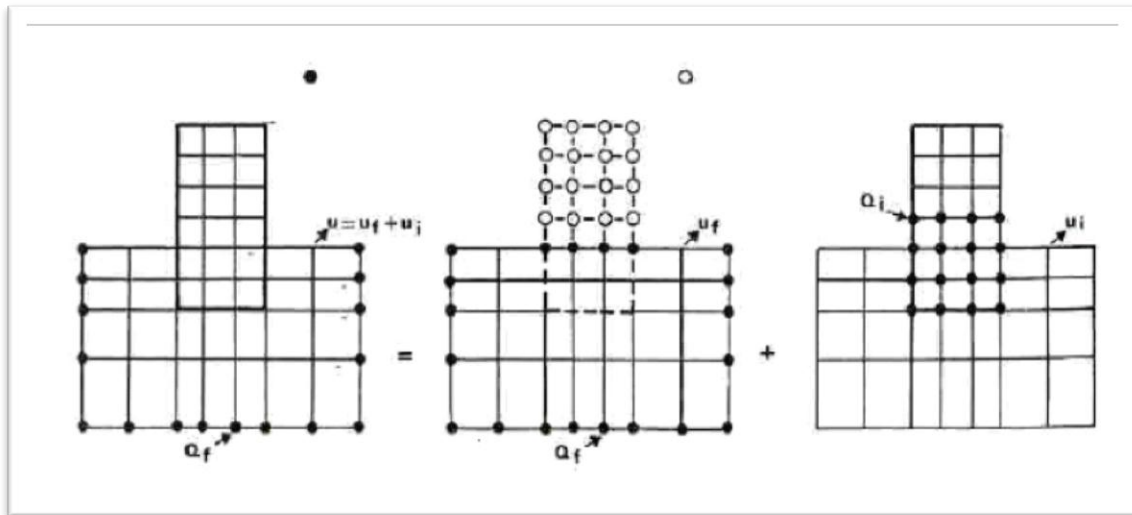


Figure III.5 : décomposition du problème d'interaction sol structure

Le vecteur de charge Q_i est déterminé à partir des déplacements en champ libre.

Pour les systèmes linéaires on a alors le théorème de superposition illustré sur la figure III.3

Le problème d'interaction est décomposé en la somme d'un problème de réponse du sol en

Champ libre et d'un problème source où les forces appliquées

Q_i n'ont des composantes non nulles qu'aux nœuds communs à la structure et sol.

III-8 Méthodes de prise en compte de l'interaction dynamique sol-structure

Pour évaluer la réponse dynamique d'une fondation en tenant compte de l'interaction dynamique sol-structure, les étapes de calcul sont les suivantes :

- Estimer la valeur et les caractéristiques de la charge dynamique appliquée.
- Déterminer les caractéristiques géotechniques et le profil du sol : à savoir, le module de cisaillement G et le taux d'amortissement relatifs aux différentes couches du sol.
- Pré-dimensionner la fondation.
- Évaluer la réponse dynamique de la fondation pré-dimensionnée.

Cette étape de conception commence souvent par simplifier le profil du sol servant de base à la fondation. Ensuite, il faut choisir la méthode de calcul de l'interaction dynamique entre le sol et la structure. A ce propos, plusieurs formulations et programmes de calcul ont été développés.

- Vérifier si l'amplitude estimée dans les étapes précédentes est conforme au critère de Performance établie. S'il ne l'est pas, il faut répéter la procédure jusqu'à satisfaction.

a) Méthodes directes

Les méthodes directes, appelées aussi méthodes globales, traitent le problème de l'interaction sol-structure dans sa globalité de façon à obtenir les réponses du sol et de la structure simultanément. Elles consistent à résoudre directement l'équation du mouvement dans l'ensemble du système sol-structure :

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{U}} + \mathbf{C} \dot{\mathbf{U}} + \mathbf{K} \mathbf{U} = \mathbf{F} \quad (3.8)$$

Où $\mathbf{M}$, $\mathbf{C}$ et $\mathbf{K}$ désignent respectivement les matrices de masse, d'amortissement et de raideur du système, $\mathbf{u}$ représente le vecteur de déplacement du système, $\dot{\mathbf{u}}$ sa dérivée par rapport au temps dynamique, et $\mathbf{F}$ est le vecteur de charge appliquée à la frontière extérieure du système.

La résolution directe de ce système d'équation est tellement complexe que le recours aux

La problématique de la résolution par une méthode globale est illustrée sur la figure(III.5):

- Le mouvement sismique de dimensionnement est connu (spécifié) à la surface du sol, en champ libre;
- Le mouvement est calculé à la base inférieure du modèle, choisie à une profondeur suffisante pour que la présence d'une structure en surface n'affecte pas ce mouvement; cette étape est connue sous le nom de déconvolution du mouvement sismique;
- Le mouvement déconvolué est imposé uniformément à la base du système sol structure et la réponse est calculée par résolution de l'équation (3-8)

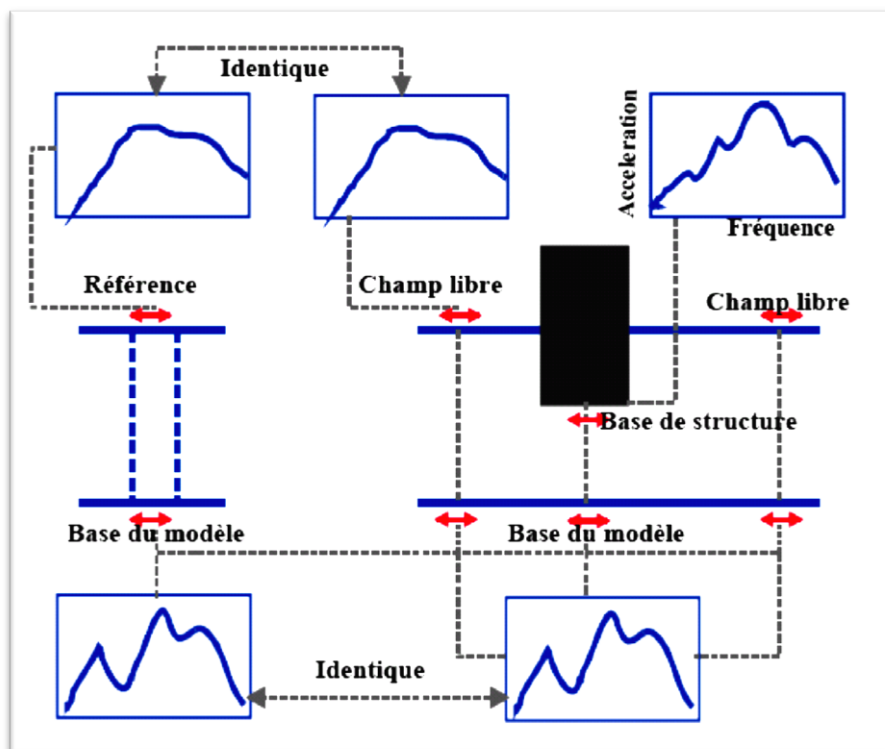


Figure III.6 : Schématisation d'un problème d'interaction Sol structure en éléments finis

b) Méthode sous structure

Elle vise à décomposer le problème en la somme de sous problèmes plus simples à résoudre.

Dans le cas de fondations rigides cette méthode consiste à utiliser le principe de superposition De [Kausel et al. 1978]. Cette démarche est illustrée par la figure(III.7)

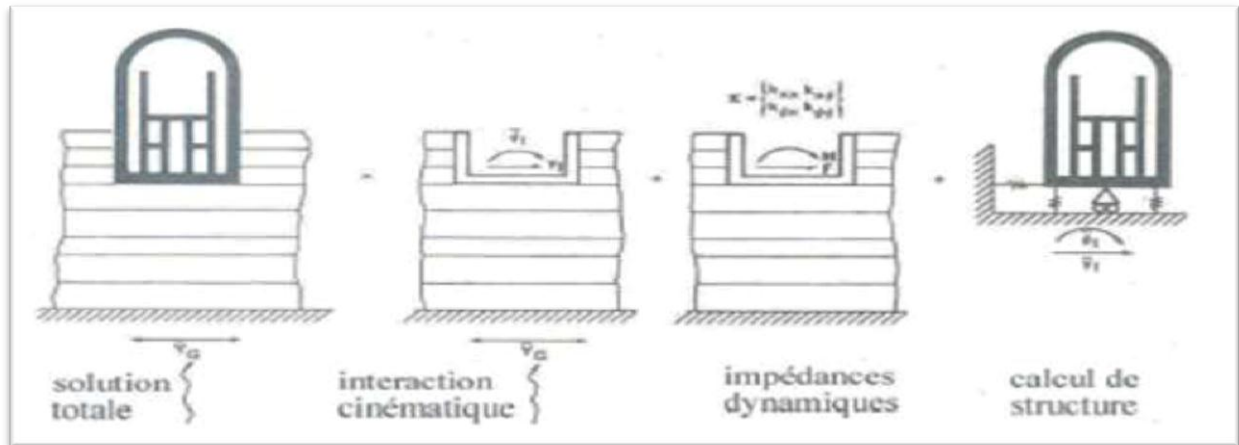


Figure III.7 Les différentes méthodes pour prendre en compte l'ISS

III-9 Les phénomènes physiques dus à l'interaction de sol-structure

III-9-1 La liquéfaction:

Est un phénomène géologique généralement brutal et temporaire par lequel un sol saturé en eau perd une partie ou la totalité de sa portance, permettant ainsi l'enfoncement des objets lourds situés en surface. Ce phénomène se produit en présence d'eau souterraine remontant en surface au point de faire perdre la cohésion des particules du sol qui se comporte alors comme une roche meuble. Une fois les conditions propices à la liquéfaction du sol disparues, celui-ci expulse une partie de l'eau qu'il contient et retrouve ainsi sa consistance. Certains séismes, par les vibrations qu'ils provoquent, entraînent de tels phénomènes allant parfois jusqu'à l'expulsion brutale de jets d'eau en dehors du sol et l'enfoncement de bâtiments sur plusieurs mètres d'épaisseur. Les sables mouvants sont un type particulier de liquéfaction du sol [15].

III-9-2 Définition des fonctions d'impédance

L'impédance est l'élément de liaison entre le sol et la structure qui permet l'interaction entre les deux parties. Une fondation soumise à une charge complexe $P = Pe^{i\omega t}$ est similaire à un oscillateur à un degré de liberté dont le déplacement complexe est $\mathbf{u}(t) = \mathbf{u}_0 e^{i\omega t + \varphi}$.

Ainsi, on a : $\mathbf{u}(\mathbf{t}) = \frac{\mathbf{P}}{\mathbf{K}} \dots \dots \dots (3-9)$

L'impédance dynamique K s'écrit sous la forme :

$$\mathbf{K} = \mathbf{K}_s[\mathbf{k}(\omega) + i\mathbf{a}_0\mathbf{C}(\omega)] \dots \dots \dots (3-10)$$

Avec :

ω : pulsation,

$\mathbf{K}_s$: rigidité statique,

$$\mathbf{C}(\omega) = \frac{\mathbf{K}_s \mathbf{Bc}(\omega)}{V_s} : \text{amortissement,}$$

V_s : vitesse de propagation de l'onde de cisaillement,

$\mathbf{C}(\omega)$: coefficient d'amortissement,

Conclusion

Une formulation générale du problème de l'interaction sol-structure est proposée dans le cadre de l'élasticité linéaire. la décomposition du problème général complexe a permis de simplifier l'analyse en éléments plus simple de l'interaction : en sol- fondation et fondation-structure, pour lesquels la compréhension des phénomènes physiques est plus facile.

Chapitre IV

Outil numérique de calcul « code plaxis »

Introduction

PLAXIS traite les problèmes géotechniques bidimensionnels de valeur limite en utilisant la méthode des éléments finis pour les médias en continu et pour plusieurs types de chargements, où les déplacements, ou les forces de surface ou les forces de volume sont imposées. Il fonctionne en déformation plane et déformation axisymétrique, et pour des petites déformations. Il regroupe dans ses différentes versions plusieurs modèles élastoplastique (Mohr Coulomb, Hard soil model, soft soil model...) qui permettent de simuler le comportement des sols. Il reste toutefois à l'ingénieur de choisir le modèle le mieux adapté au problème étudié.

Dans ce chapitre on va présenter les principes du code de calcul PLAXIS V8 utilisé pour élaborer les simulations numériques ainsi que les modèles de comportement utilisées.

IV-1 Bref aperçu sur la méthode des éléments finis

La MEF a été utilisée beaucoup dans la pratique d'ingénierie depuis plus de trente années. C'est bien récemment qu'elle a commencé à être utilisée largement pour analyser des problèmes de la géotechnique. C'est probablement parce qu'il y a beaucoup de questions complexes qui sont spécifiques à la géotechnique, dont les réponses n'ont été trouvées que récemment.

Quand cette méthode est correctement utilisée, elle peut produire des résultats réalistes qui aident à trouver des solutions aux problèmes d'ingénierie du sol. Une bonne analyse qui simule le vrai comportement du sol permet à l'ingénieur de comprendre mieux ces problèmes [16].

IV-2 Présentation de PLAXIS

L'analyse des projets géotechniques est possible grâce aux nombreux codes des éléments finis. (Ex : Plaxis). L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses permettant le passage de la réalité au modèle est difficile à évaluer. Il sait que le jargon éléments finis est parfois rebutant-il souhaiterait ne pas avoir à intervenir sur la numérotation des nœuds, des éléments, sur certains choix réservés au numéricien. Il voudrait disposer du code sur le PC gérant sa bureautique et sa technique quotidiennes, afin de faire une

étude paramétrique des problèmes délicats. Il exige avant tout que ses journées ne soient pas encombrées par de laborieuses entrées de données et interprétations de fichiers.

IV-2-1 Le code Plaxis

Le code Plaxis est un logiciel couramment utilisé dans les bureaux d'études. Conçu par des géotechniciens numériques de l'université de Delft aux Pays-Bas dans les années 1980.

Ce programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. Les utilisateurs sont supposés être capables de travailler dans un environnement Windows.

IV-2-2 les sous-programmes de PLAXIS

L'utilisation de PLAXIS consiste en quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output, Cuves):

- **Le programme d'entrée de données (Input)**

Le programme contient tout ce qui est nécessaire pour créer et modifier un modèle géométrique, pour générer le maillage d'éléments finis correspondant et pour générer les conditions initiales.

- **Le programme de calcul (Calculations)**

Ce programme contient tous les éléments pour définir et amorcer un calcul par la méthode des éléments finis. Au début du programme de calcul, l'utilisateur doit choisir le projet pour lequel les calculs vont être définis.

- **Le programme de résultats (Output)**

Ce programme contient tous les éléments qui permettent de voir les résultats des données générées et des calculs d'éléments finis. Au début du programme de résultats, l'utilisateur doit choisir le modèle et la phase de calcul appropriée ou le numéro du pas pour lequel les résultats seront affichés.

- **Le programme courbe (Curves)**

Ce programme contient tout le nécessaire pour générer des courbes charges- déplacements, des chemins de contrainte et des courbes contraintes-déformation [17].

IV-2-3 Options par défaut et de solutions approchées

Le système d'options par défaut et de solutions approchées spécifiques, qui sont un des fers de lance de l'outil de projet pour la géotechnique, est destiné à faire gagner du temps à l'opérateur, à lui éviter de devoir faire des choix tracassant, et enfin à améliorer la convivialité du logiciel. Ce système est inséparable du traitement à partir d'un menu arborescent. Chaque branche du menu est évidemment figée, car elle réalise une tâche précise, bien définie, mais la diversité des branches en fait globalement un outil extrêmement souple.

a) Définition graphique de la géométrie du modèle

La définition des couches de sol, des ouvrages, des phases de construction, des chargements et des conditions aux limites s'appuie sur des procédures graphiques faciles à utiliser, ce qui permet une description détaillée et précise des conditions réelles à modéliser. Figure (IV-1): Le maillage d'éléments finis en 2D est généré de manière automatique directement à partir de ce modèle géométrique.

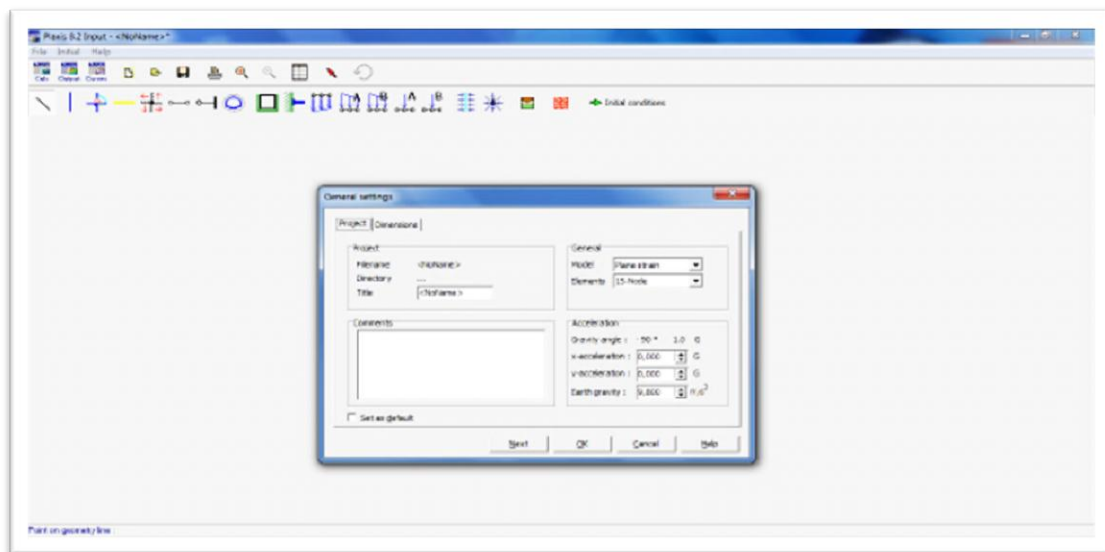


Figure (IV-1): Interface utilisateur pour l'entrée des données

b) Conditions aux limites

Si celles-ci sont complexes, l'ingénieur devra en spécifier les subtilités d'une manière précise, face de bloc par face de bloc. Par contre, si elles ont un caractère standard (vecteur déplacement nul à la base du domaine étudié et vecteur déplacement horizontal nul sur ses faces latérales), Figure (IV-2) l'application peut être réalisée automatiquement (par défaut) à partir du menu avec contrôle immédiat du résultat à l'écran.

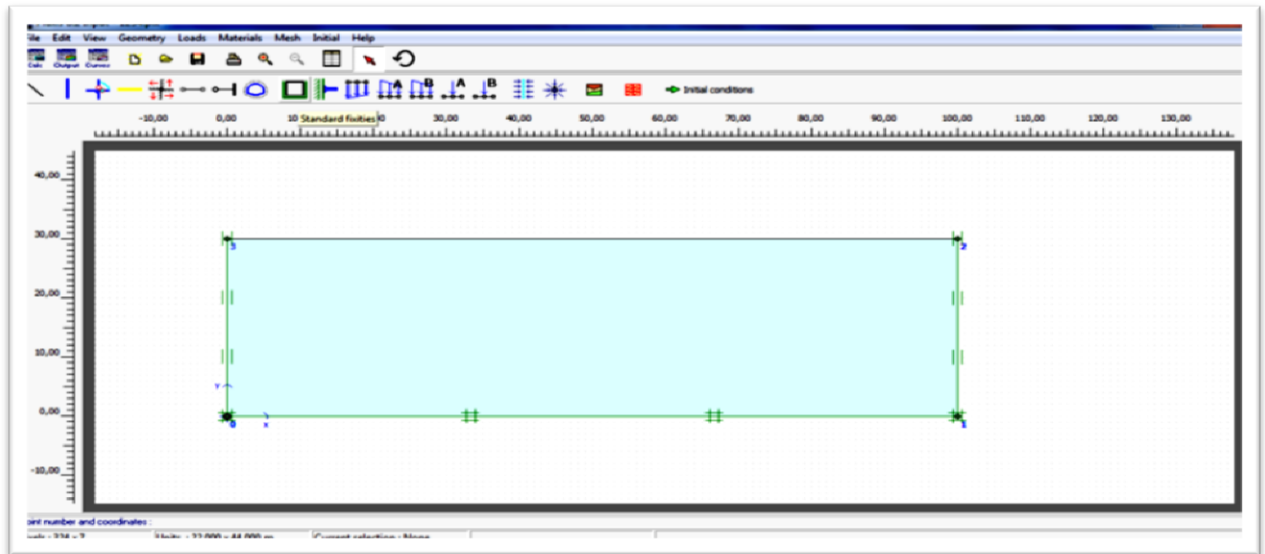


Figure (IV-2): condition aux limites.

c) Génération automatique du maillage

L'opérateur peut bien entendu de spécifier un maillage très détaillé, mais si seules les grandes lignes de celui-ci importe de détail des éléments Figure (IV-3): Exemple de maillage. agencé de manière optimale du point de vue numérique, sera entièrement généré par le logiciel à partir d'un petit nombre de nœuds, avec un contrôle permanent à l'écran.

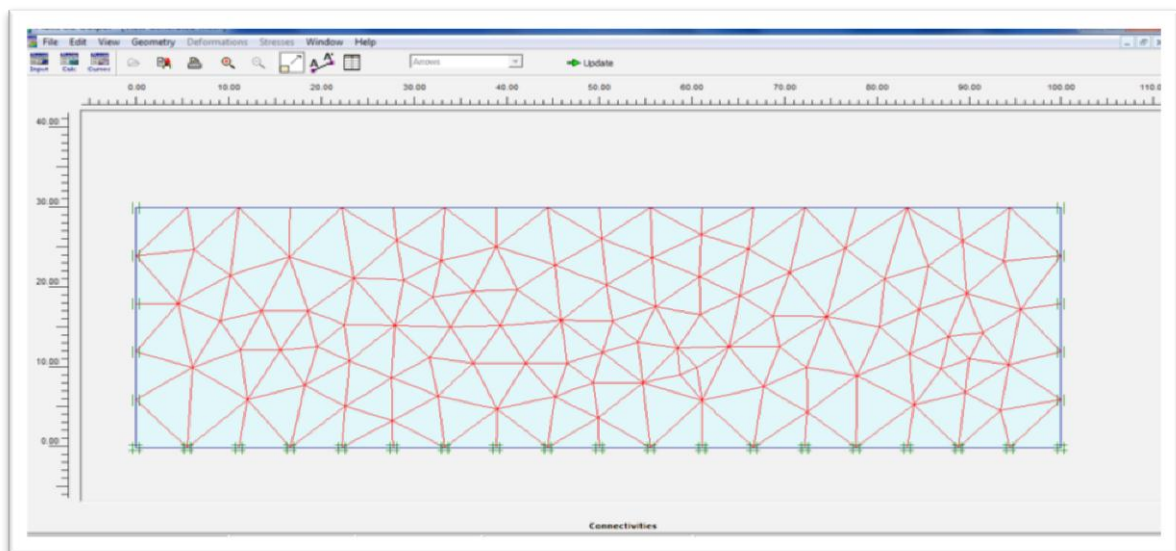


Figure (IV-3): Exemple de maillage.

d) Chargement

Deux systèmes de chargement indépendants sont proposés pour appliquer des forces ponctuelles ou des charges réparties. Les forces ponctuelles peuvent être appliquées à n'importe quel point de la géométrie, les charges réparties à n'importe quelle ligne de la géométrie, sans se limiter à la seule frontière extérieure. Les valeurs des chargements peuvent être modifiées dans le mode "Construction par étapes" et/ou par l'utilisation des multiplicateurs.

e) Les contraintes initiales dues au poids des terres

Peut être réalisée de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre. Par contre, si comme bien souvent en géotechnique on connaît ou on sait estimer un état K_0 donné, celui-ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre (incompatibilité entre K_0 et les autres caractéristiques mécaniques).

Le menu permet alors, par un changement fictif nul, de rééquilibrer le massif, puis de réinitialiser à zéro le champ de déplacement de manière à prendre comme nouvelle origine l'état du matériau après application de la gravité. L'option K_0 est particulièrement intéressante dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale.

f) Les pressions interstitielles

Ont été l'objet d'un soin particulier dans Plaxis pour qui souhaite faire un calcul précis du champ de pressions interstitielles, Mais bien sûr, cette opération demande du temps (d'opérateur et de machine).

g) Le coefficient de sécurité

est une notation un peu magique en géotechnique, puisqu'il résume en une seule information une quantité considérable de données. L'approche classique évalue généralement ce nombre selon la théorie de l'équilibre limite, supposant une réduction proportionnelle généralisée de la résistance mécanique des matériaux impliqués, ce qui ne constitue manifestement pas un scénario réel de rupture. C'est la même approche, adaptée aux éléments finis élasto-plastiques, qui préside à l'évaluation du coefficient de sécurité dans Plaxis[18].

IV-2-4 Modèles de comportement utilisés dans le Plaxis

IV-2-4-1 Modèle élastique linéaire

Ce modèle représente la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope. Le modèle comporte deux paramètres de rigidité élastique, le module d'Young, E , et le coefficient de Poisson, ν . Le modèle linéaire élastique est très limité pour simuler le comportement d'un sol. Il

est utilisé principalement pour des structures rigides massives placées dans le sol. Le modèle rhéologique relatif à l'élasticité linéaire peut être représenté par un ressort de raideur E.

$$G = E/(2(1+\nu)) \quad (4-1)$$

$$K = E/(3(1+\nu)) \quad (4-2)$$

$$E_{oed} = ((1-\nu)E)/((1-2\nu)(1+\nu)) \quad (4-3)$$

Les paramètres de ce modèle sont représentés sur la figure (IV-4) :

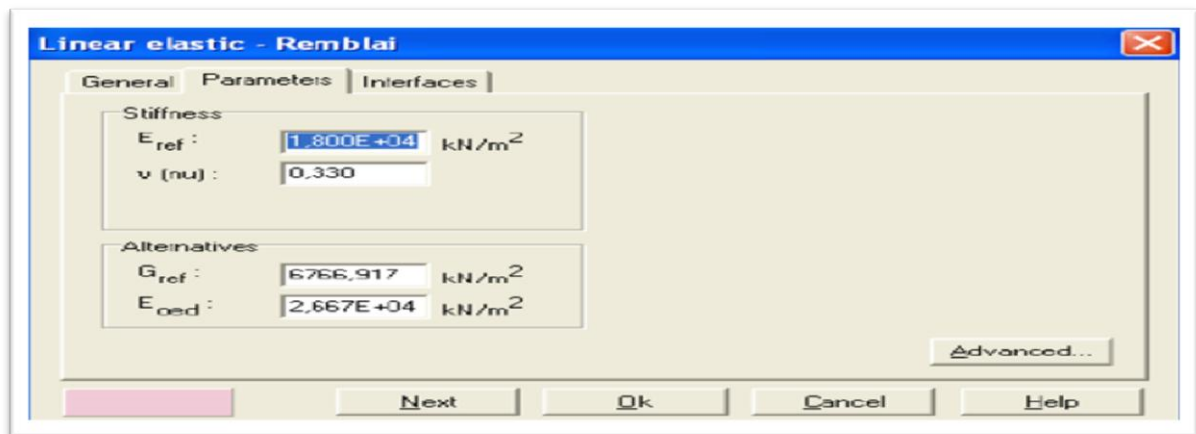


Figure (IV-4): Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire.

Et les paramètres avancés sur la figure (IV-5)

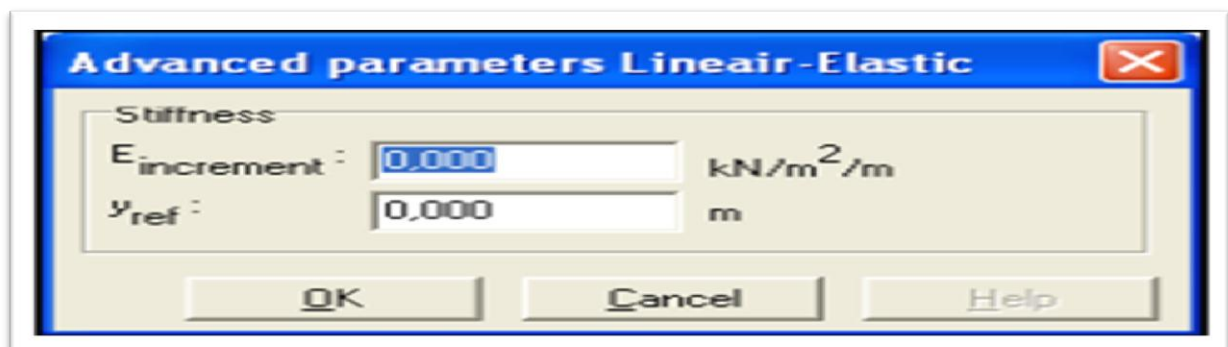


Figure (IV-5) : Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire.

IV-2-4-2 Lois de comportement elastoplastique

La plupart des matériaux ont un comportement élastoplastique, qui est caractérisé par l'apparition de déformations réversibles élastiques et de déformations irréversibles plastiques. Sur la surface de charge, deux cas de comportement sont possibles : la surface de charge n'évolue pas, on parle de loi élastique parfaitement plastique, Figure (IV-6), c'est le cas du

modèle de Mohr-Coulomb; la surface de charge évolue au cours du chargement, on parle de modèle élastoplastique avec écrouissage (Figure (IV-7)) dont le modèle Hardening Soil de Plaxis fait partie

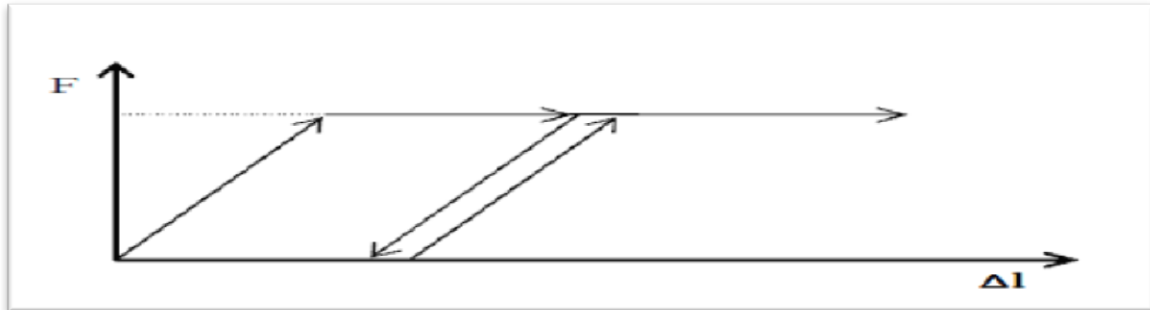


Figure (IV-6) : Représentation du comportement élastique- parfaitement plastique sans écrouissage

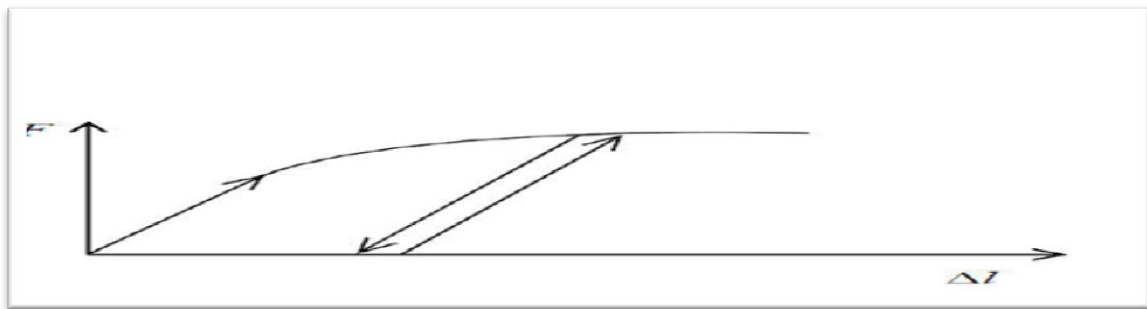


Figure (IV-7) : Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage

IV 2-4-3 Modèle de Mohr-Coulomb

Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. Figure (IV-8) Ce modèle comporte cinq paramètres dont 2 paramètres élastiques : E et ν et 3 paramètres de rupture (c , φ et ψ) tels que : le module d'Young « E », le coefficient de Poisson « ν », la cohésion « c », l'angle de frottement « φ », et l'angle de dilatance « ψ ».

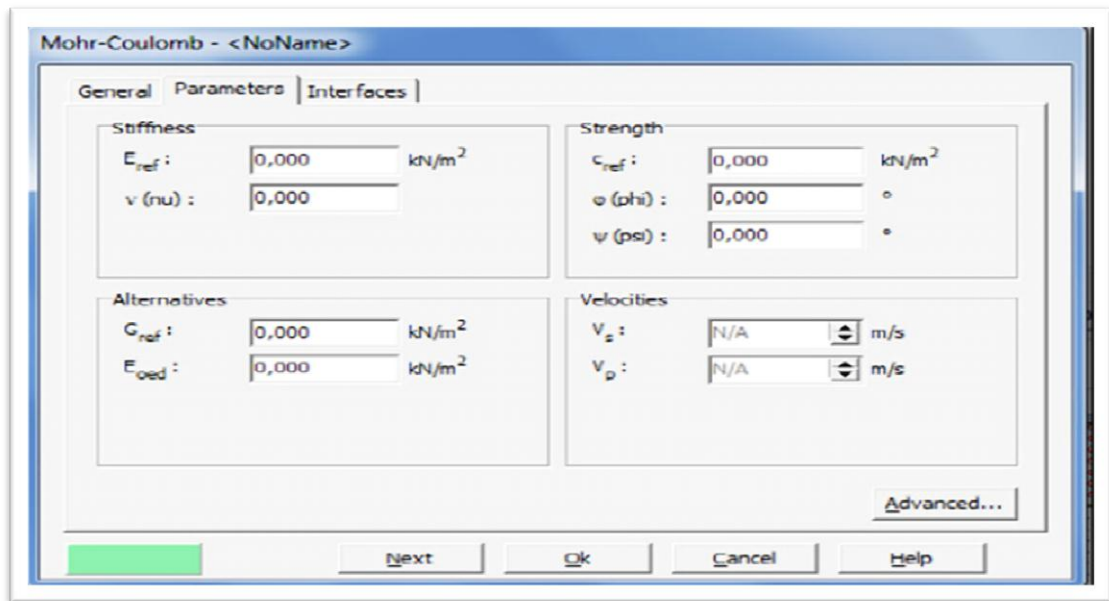


Figure (IV-8): fenêtre au modèle Mohr-Coulomb.

• Module de Young

Plaxis utilise le module d'Young comme de déformation de référence dans le modèle élastique et modèle de Mohr-Coulomb, mais d'autres modules de déformation sont également considérés. Un module de déformation a une dimension d'une contrainte (force par unité de surface). Les valeurs de raideurs adoptées dans un calcul demandent une attention particulière parce que la plupart des géomatériaux présentent un comportement non linéaire dès le début du chargement.

En mécanique des sols, la pente initiale est appelée E_0 et le module sécant 50% de la résistance en compression est noté E_{50} (figure IV-9). Pour des argiles très consolidées et quelques roches avec un large domaine élastique, il est réaliste d'utiliser E_0 alors que les sables et les argiles normalement consolidées, il est préférable de prendre E_{50} .

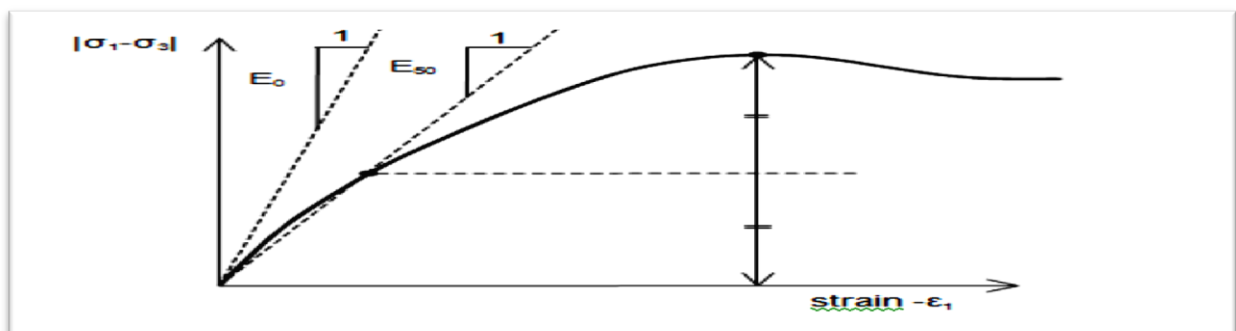


Figure (IV-9)- Définition du module à 50% de la rupture.

- **Coefficient de Poisson (ν)**

On conseille une valeur comprise entre 0,2 et 0,4 pour le coefficient de Poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure K0 ou chargement gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de Poisson s'approche de 0,5 sans que cette valeur soit utilisable.

- **Angle de frottement interne (ϕ)**

L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement de pic, soit l'angle de frottement de palier (valeur résiduelle). On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs à 35° peuvent considérablement allonger les temps de calcul. Il peut être avisé de commencer des calculs avec des valeurs raisonnables d'angle de frottement, quitte à les augmenter dans la suite.

- **Cohésion(c)**

PLAXIS peut manipuler des sables sans cohésion($C=0$), mais certaines options ne fonctionneront pas bien. Pour éviter les complications, il est conseillé aux utilisateurs peu expérimentés d'entrer au moins une valeur faible (prendre $c > 0.02$ kPa), PLAXIS offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur

- **Angle de dilatance (ψ)**

Le dernier paramètre est l'angle de dilatance noté ψ qui est donné en degré, c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

$$\psi = \phi - 30^\circ \text{ pour } \phi > 30^\circ.$$

$$\psi = 0^\circ \text{ pour } \phi < 30^\circ.$$

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

IV-2-5 Module dynamique du code PLAXIS

Le Plaxis V8 nous permet d'étudier un problème dynamique. La charge dynamique est généralement appliquée le long du substratum de la structure. Cette action peut être

représentée par une force, vitesse, ou une accélération variable en fonction du temps, Dans le programme Input ; il faut spécifier quel est le système de chargement qu'on va choisir pour représenter L'action dynamique par l'option de (set dynamic load system).

Dans le programme de calcul, ou peut considérer soit une sollicitation harmonique

(Figure IV-10) soit une sollicitation sismique (Figure IV-11).

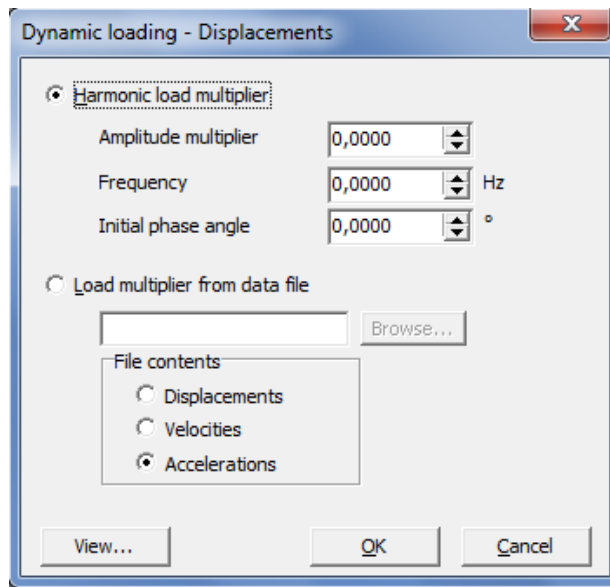


Figure (IV-10): sollicitation harmonique.

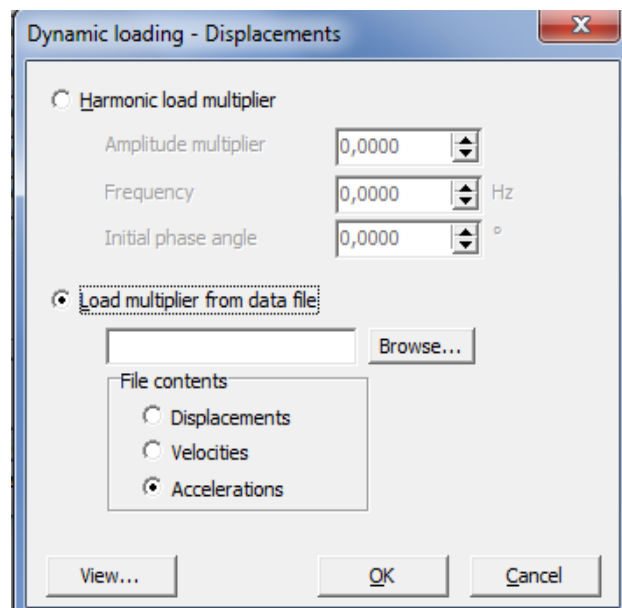


Figure (IV-11): sollicitation sismique.

Pour l'action dynamique utilisée dans ce modèle , elle est une accélération variable en fonction du temps de forme sinusoïdale avec un départ faible grandissante vers le pic à temps puis descendante et amortie vers zéro à la fin la durée totale de cette action et de 1 secs.

Dans cette étude on a utilisé « spectre réponse selon RPA99 version 2003 » sont présentés dans le figure suivant (Figure IV-12).

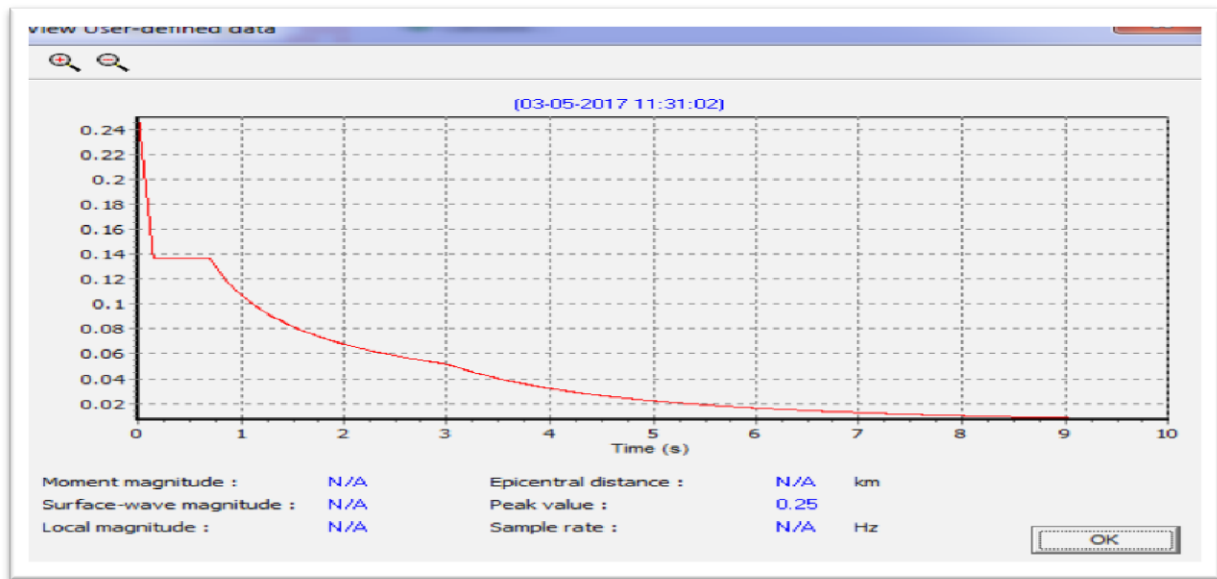


Figure (IV-12): spectre réponse selon RPA99 version 2003.

IV-3 Configuration du modèle géométrique retenu

Le profile géométrique retenu pour le calcul est présentée sur la figure (IV-13). Il est constitué d'une fondation de largeur $L = 3.70$ m proposant sur deux couches de sol composent la géologie du site : une couche de sable de 3 m de profondeur et une couche d'argile de 4 m de profondeur. et de longueur $l = 5.70$ m. pour des raisons de système seule la moitié du modèle est représentée ici :

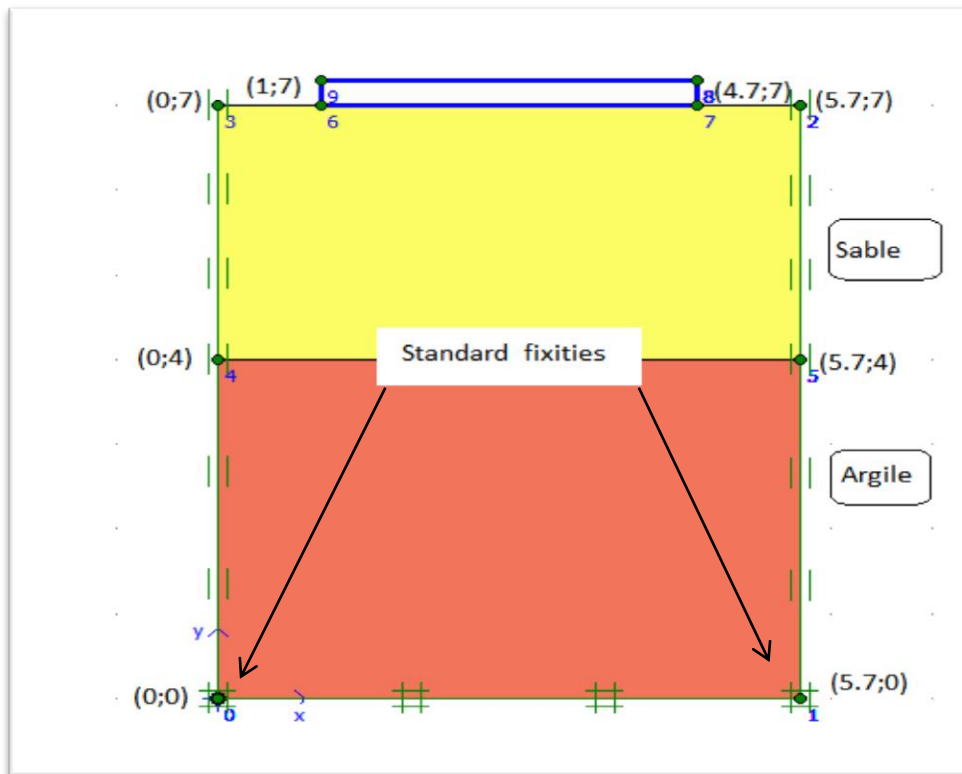


Figure (IV-13) : profil géométrique retenu

IV-3-1 Les conditions aux limites

Choisies correspondent aux limites par défaut : Déplacements horizontaux nuls sur les deux faces verticales et sur la base du modèle et Déplacements verticaux nuls à la base du modèle. Les faces verticales ne sont modélisées par des Frontières absorbantes.

IV-3-2 Caractéristiques des matériaux

1) Propriétés des couches de sols :

Les propriétés du sol constituant le massif sont résumées dans le tableau (IV -1)

Paramètres	symbole	unité	Sable	argile	Béton
Modèle type	Mel	-	Mohr-colomb	Mohr-colomb	Linear elastic
Profondeur h	-	m	3	4	0,3
Poids volumique sec	γ_{dry}	KN/m ³	18	17	25
Poids volumique humide	γ_{wet}	KN/m ³	20	18.5	25
Perméabilité horizontale	K_x	m/s	0	0	0
Perméabilité verticale	K_y	m/s	0	0	0
Module d'Young	E_{ref}	KN/m ²	145000	175000	22000000
Coefficient de poisson	ν	-	0,3	0,42	0,1
Cohésion	C_{ref}	KN/m ³	0.2	5	-
Angle de frottement	Φ	°	35	30	-
Angle de dilatation	Ψ	°	5	0	-
Facteur de rigidité de l'interface	R_{inter}	-	Rigide	Rigide	Rigide

Tableau (IV-1) Propriétés du sol constituant le massif.

L'accélération de la pesanteur est posé égale à : $g = 9.81 \text{ m/s}^2$

- 2) **Fondation** : elle constituée en béton armé dont les propriétés sont de élément structural.
Les propriétés de l'élément structural sont résumées dans le tableau (IV-2)

Paramètres	Nome	unité	Valeur
Type de comportement	Matériel type	-	Elastique
Rigidité de normale	EA	KN/m	$1.77 \cdot 10^7$
Rigidité de flexion	EI	KNm ² /m	$1.33 \cdot 10^5$
Epaisseur équivalente	D	M	0.3
Poids	W	KN/m/m	30
Coefficient de poisson	ν	-	0.2
Rayleigh damping	α et β	-	0

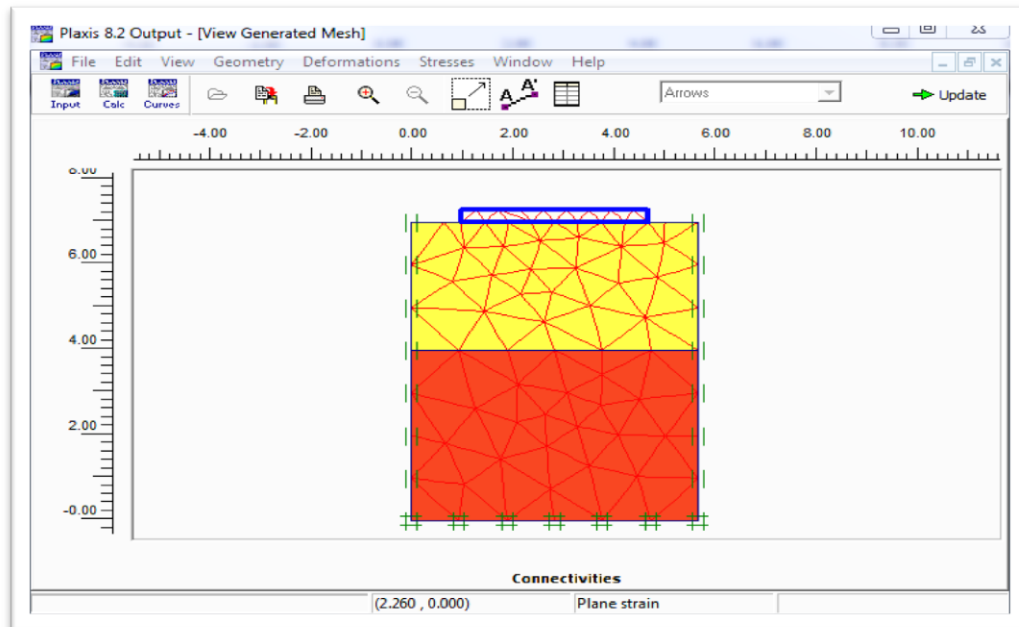
Tableau (IV -2): Propriétés de l'élément structural (plate)

La valeur de charge répartie uniformément : chargement statique sur l'élément

$$A = 1990.84 \text{ kn/m}^2$$

IV-3-3 Génération du maillage :

le modèle de référence choisi est constitué par éléments triangulaires à 15 nœuds. Le nombre d'éléments est de 129 éléments et le nombre de nœuds est de 1103. On règle la finesse du maillage (global Coarseness) sur « very fine », (figure IV-15).



$$U_X=0$$

$$U_Y=0.$$

Figure (IV-14): Maillage du modèle.

IV-3-4 Conditions initiales

Les conditions initiales fixées correspondent à un état de type $K0 = 1$ (contraintes de type géostatique) (figure IV-15).

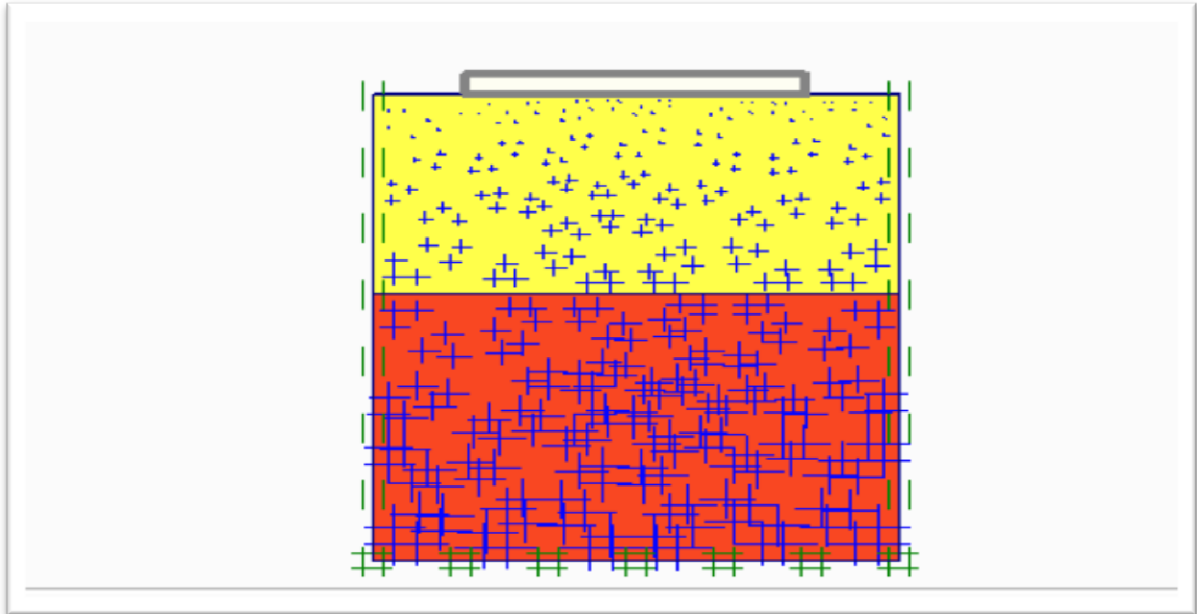


Figure (IV-15): Génération de contrainte effective

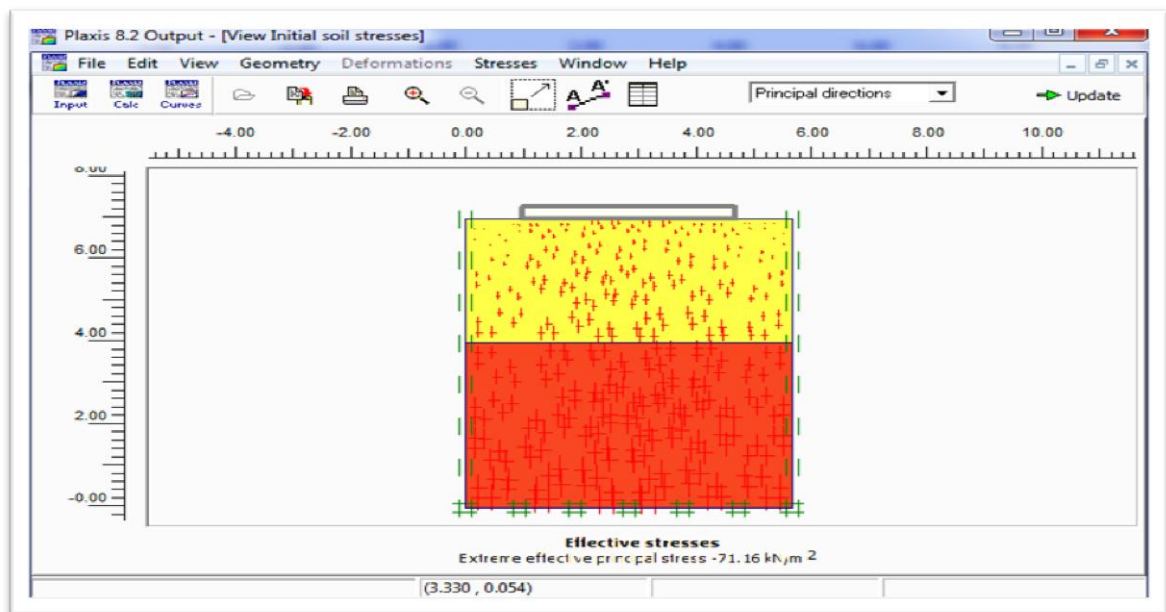


Figure (IV-16): Génération des contraintes initiales.

IV-3-5 Sollicitation sismique

Dans cette application numérique, une type de sollicitation sismique sous forme de Déplacements imposé à la base du modèle de calcul ont été considérées :

- Une accélération horizontale simulant le mouvement horizontal.

La figure (IV-17) présente la sollicitation imposée à la base du modèle de calcul.

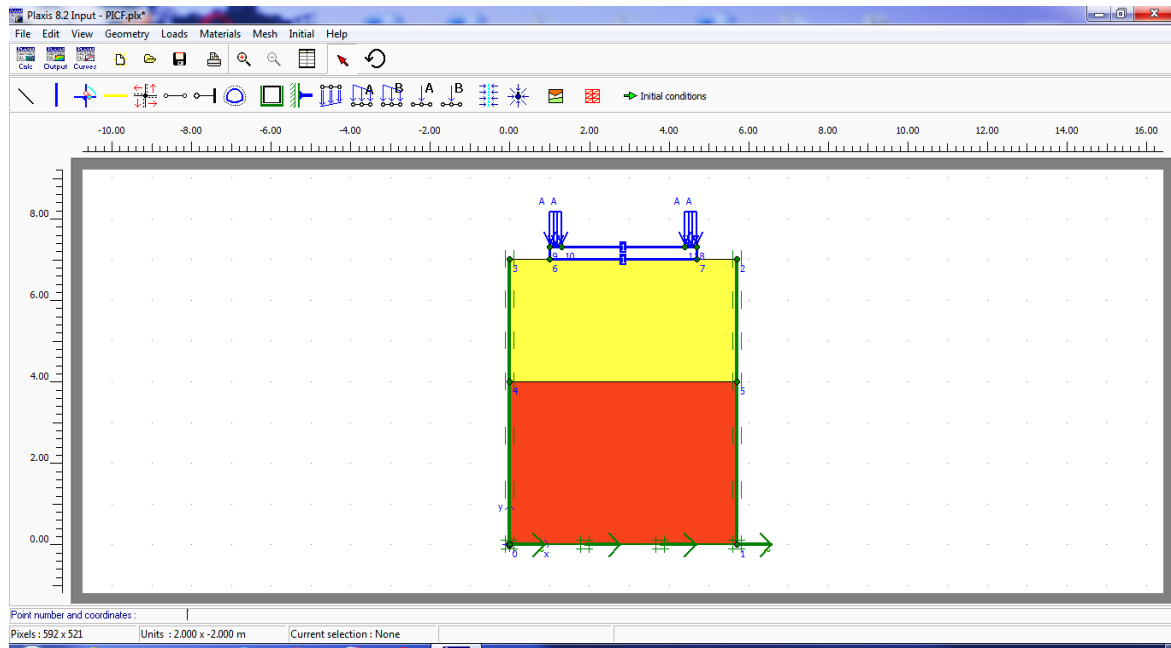


Figure (IV -17) : Sollicitation sismiques horizontale.

IV-3-6 Procédure de calcul

Le calcul se fait en trois phases :

- 1) Phase (0) : initiation des contraintes géostatique (procédure K0), une phase initiale suivie de deux phase, phase (01) et (02) (figure IV-20).
- 1) Phase (01) calcul plastique avec la procédure << plate of building >>, et de la charge statique << statique load system $A=1990.84 \text{ KN/m}^2$ >>
- 2) Phase (02) : chargement dynamique<< dynamique analyses >> et << load multiplier>>

La figure (VI-18) montre le spectre de réponse introduit dans les calculs selon le RPA99 V2003 en fonction de la période. Ce spectre dépend de plusieurs paramètres tels que :

- ✓ Nom du fichier résultats et son chemin d'accès.
- ✓ Coefficient d'accélération de zone.
- ✓ Facteur de qualité.
- ✓ Coefficient de comportement.
- ✓ Pourcentage d'amortissement critique.
- ✓ période caractéristique T_2 du site.

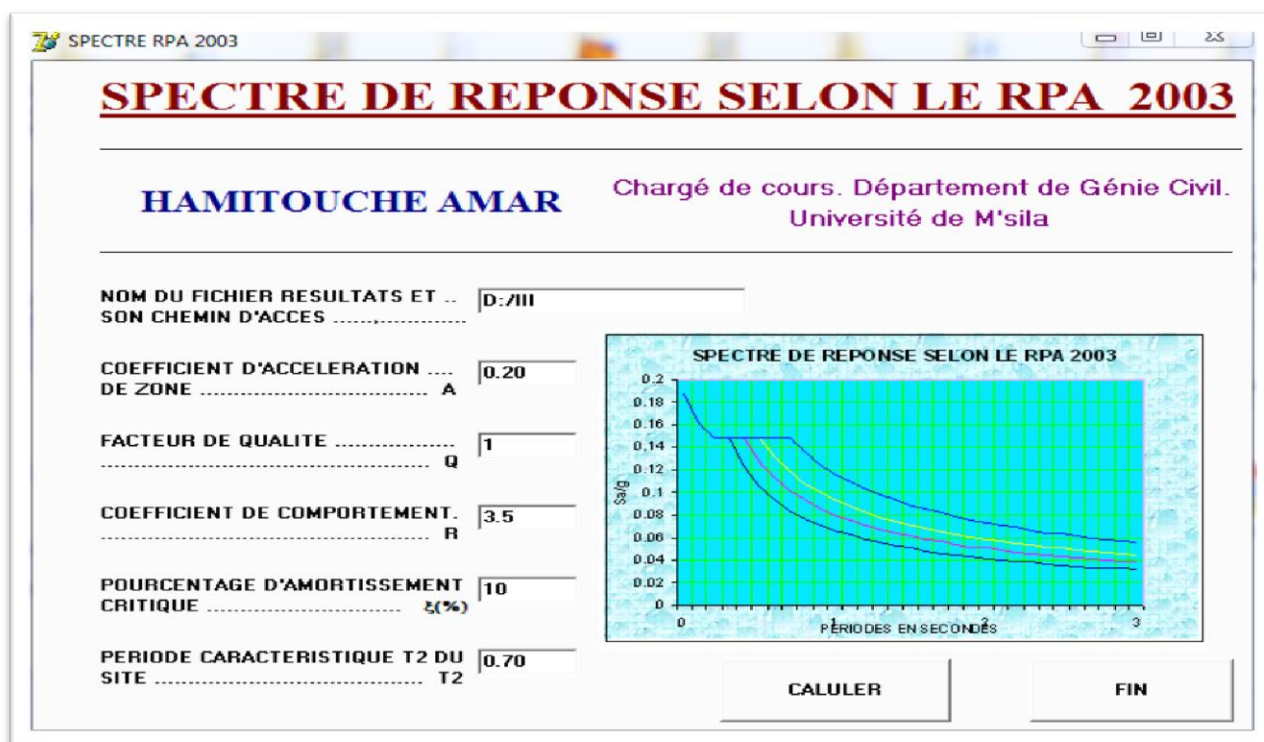


Figure (IV-18): le spectre de réponse introduit dans les calculs selon le RPA 99 V 2003.

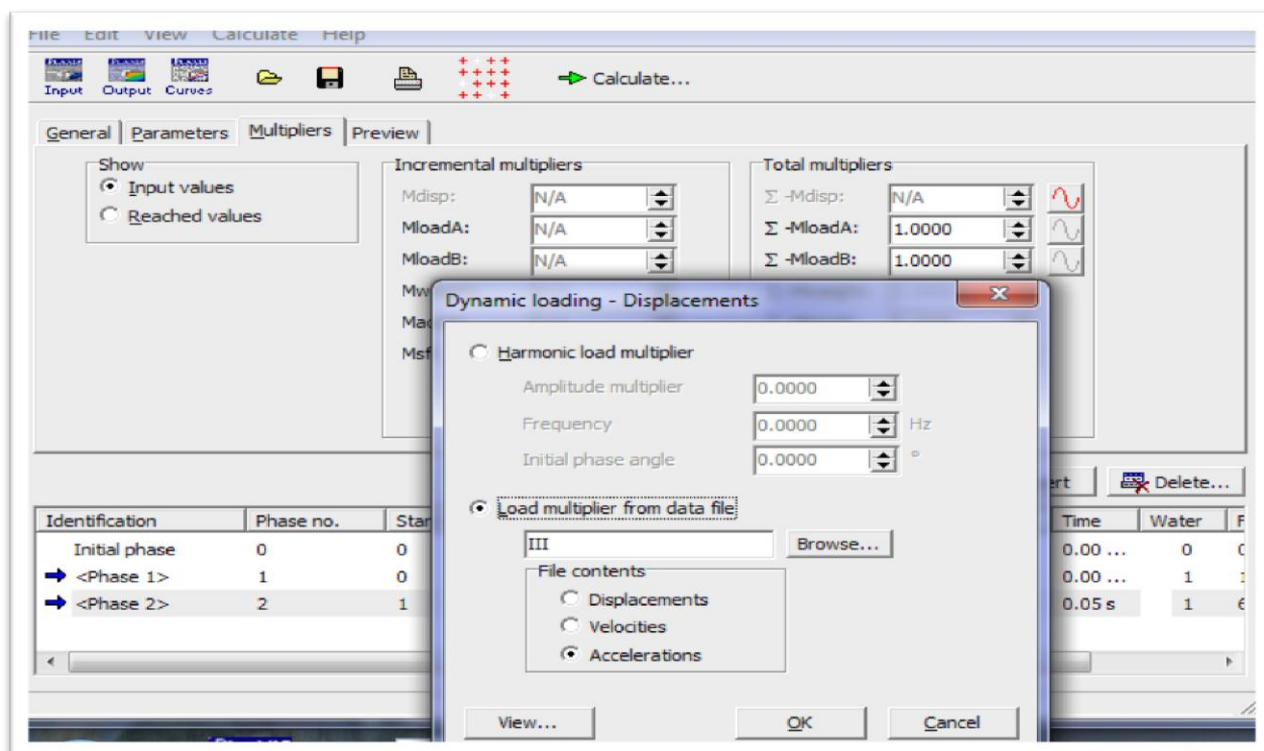


Figure (IV -19) : activation de la charge dynamique.

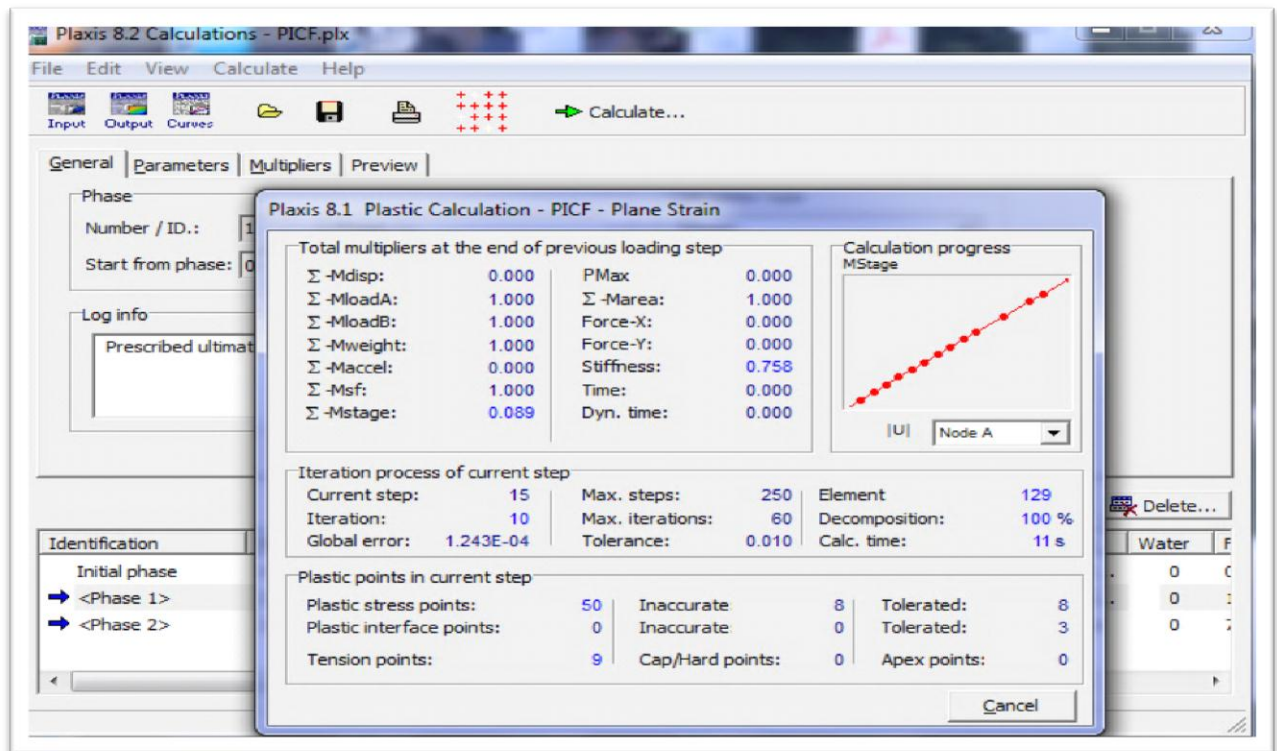


Figure (IV-20) : Fenêtre pour calcul les différentes phases.

- la figure (IV-22) présentée de calculé lancé après avoir choisi les point de la structure (point A, B, C dans notre cas).

Sur le modèle pour tracer les courbes de déplacement, vitesse et l'accélération figure (IV-20)

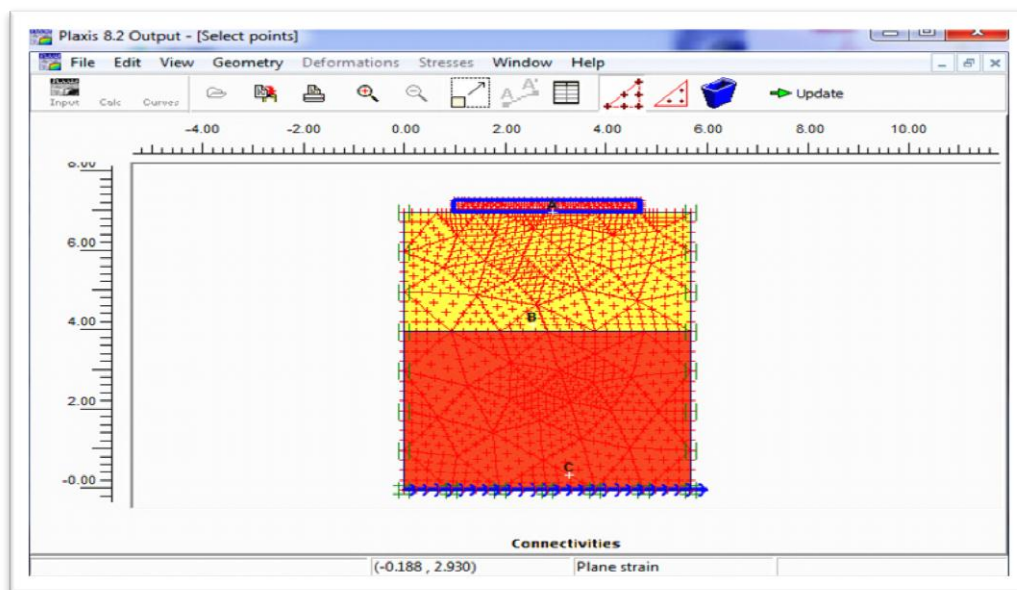


Figure (IV-21) : point choisie pour le calculé

Coordonnées des points : voir le tableau (IV-4)

N ° de point	Point A	Point B	Point C
X	2.85	2.85	3.06
Y	7	4	0.19

Tableau (IV-4): Coordonnées des points sélectionnés pour l'édition des résultats des calculs

Chapitre V

Résulta des calculs et interprétation

V-Résultats des calculs et interprétation

V-1 Le déplacement horizontal imposé à la base

L'onde sismique horizontale imposée à la base du modèle de calcul produit les effets ci-après

1) Maillage déformé

Le maillage déformé du modèle de calcul est représenté sur la figure (V-1)

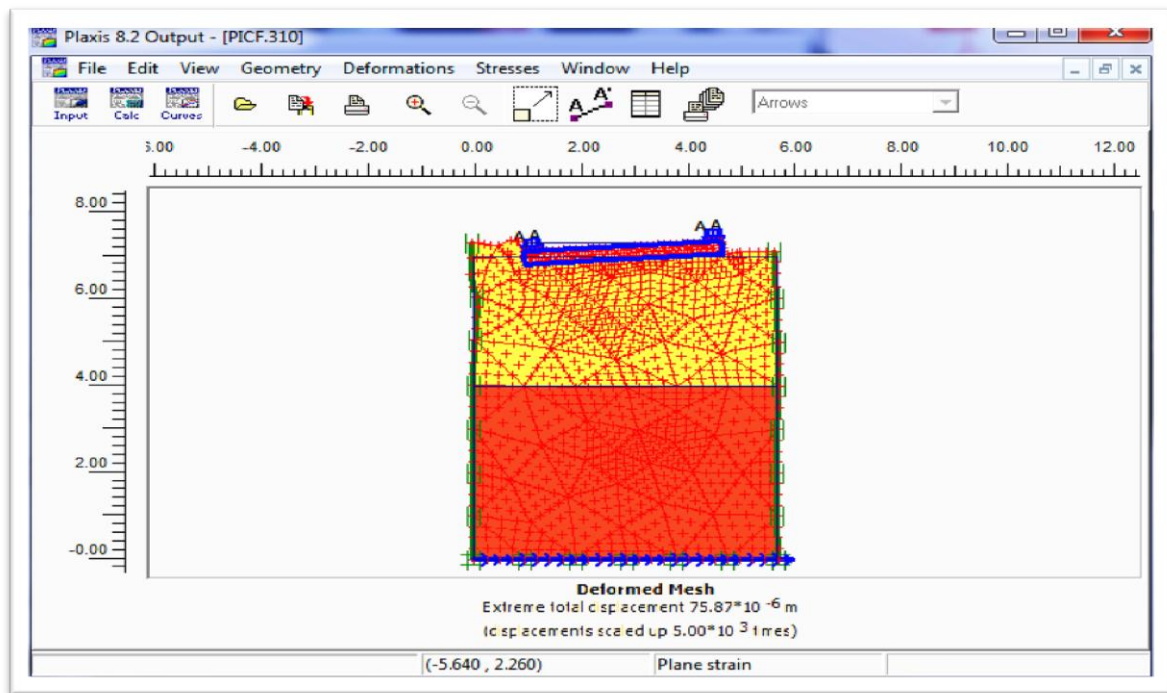


Figure (V-1): Maillage Déformé du profile.

2) contraintes

Les iso valeurs des contraintes générées dans le massif sont représentées sur la figure (V-2)

On note une contrainte initiale égale à : $A = 348.82 \text{ KN/m}^2$.

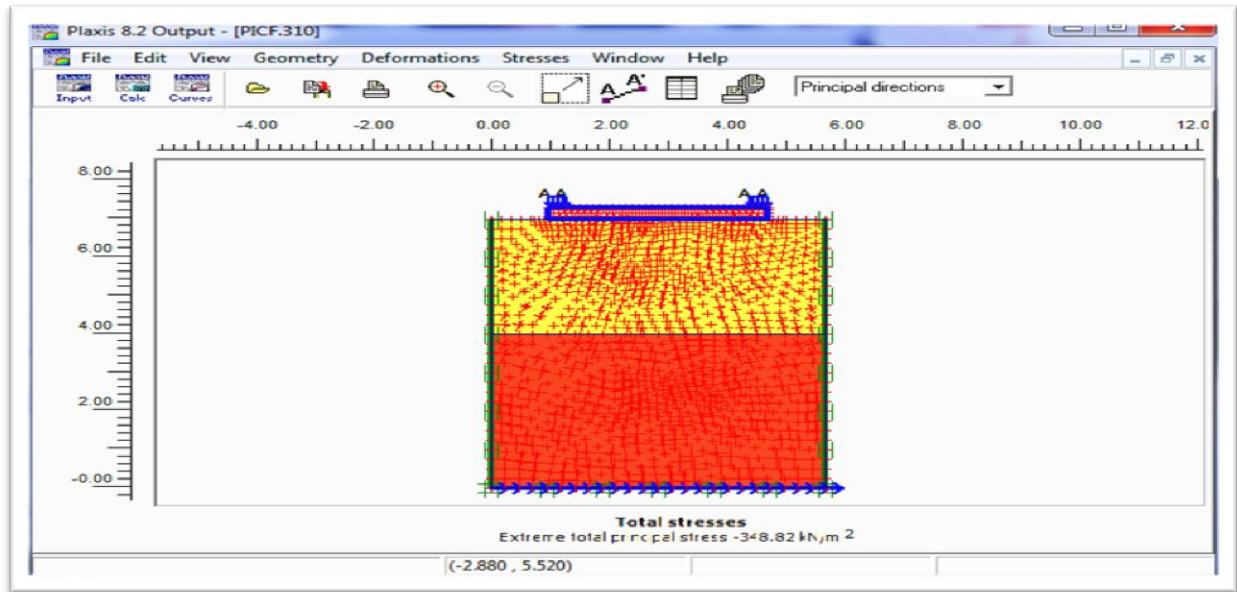


Figure (V-2) : Isovaleurs des Contraintes

3) déplacements

Les vecteurs déplacements sont représentés sur la figure V-3. On note un déplacement maximal égal à : $75.87 \cdot 10^{-6}$ m.

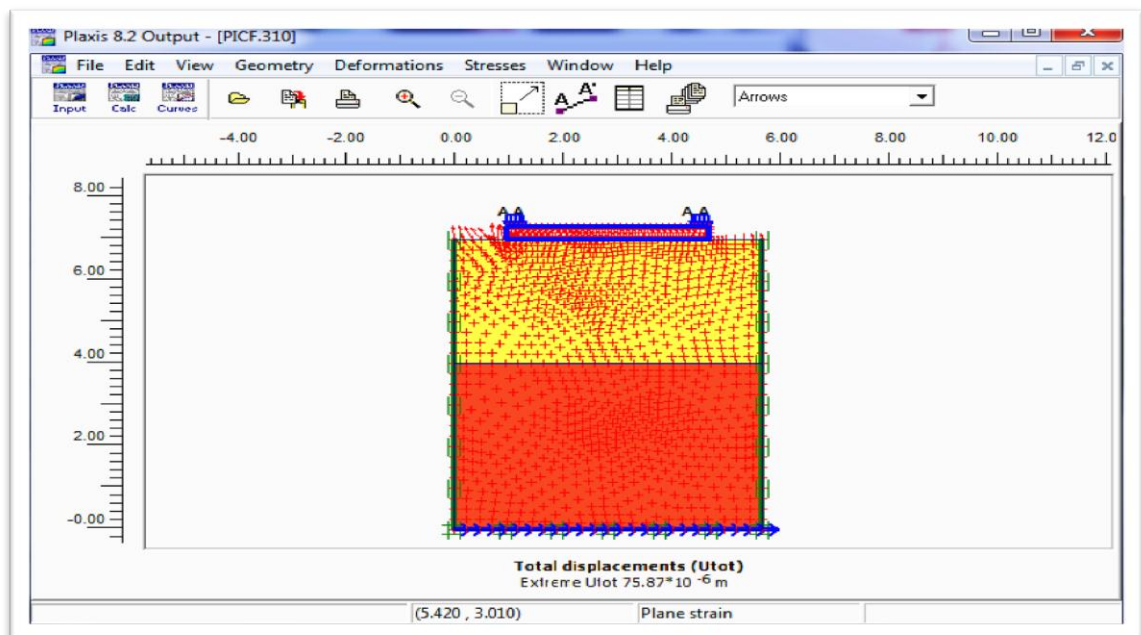


Figure (V-3) les vecteurs de déplacements

4) Courbes déplacements-temps

- L'axe xx' :

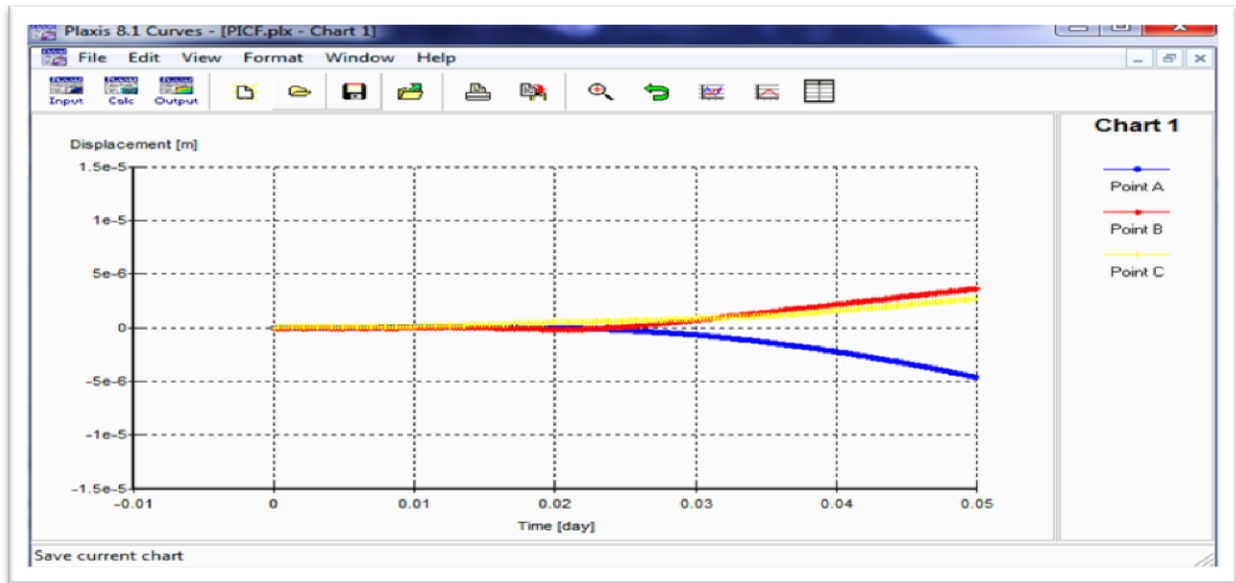


Figure (V-4): Déplacements des points en fonction de temps l'axe xx.

- L'axe YY :

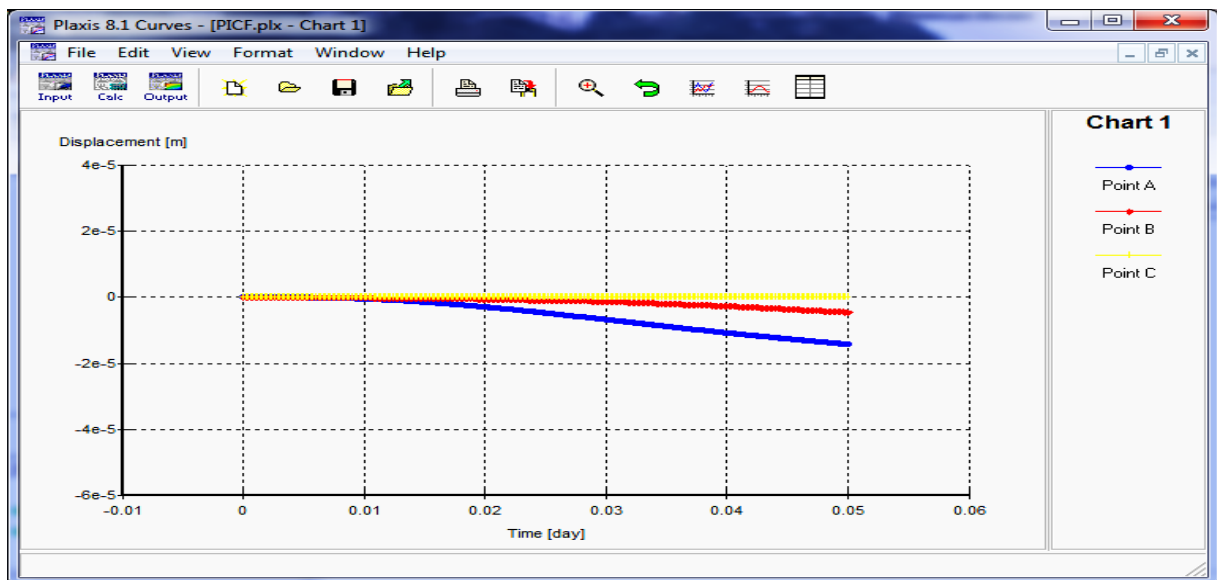


Figure (V-5): déplacement des points en fonction de temps l'axe yy

5) Courbes vitesses-temps

L'axe XX :



Figure (V-6): Vitesses des points en fonction de temps l'axe xx

Courbes vitesses-temps

- L'axe yy :

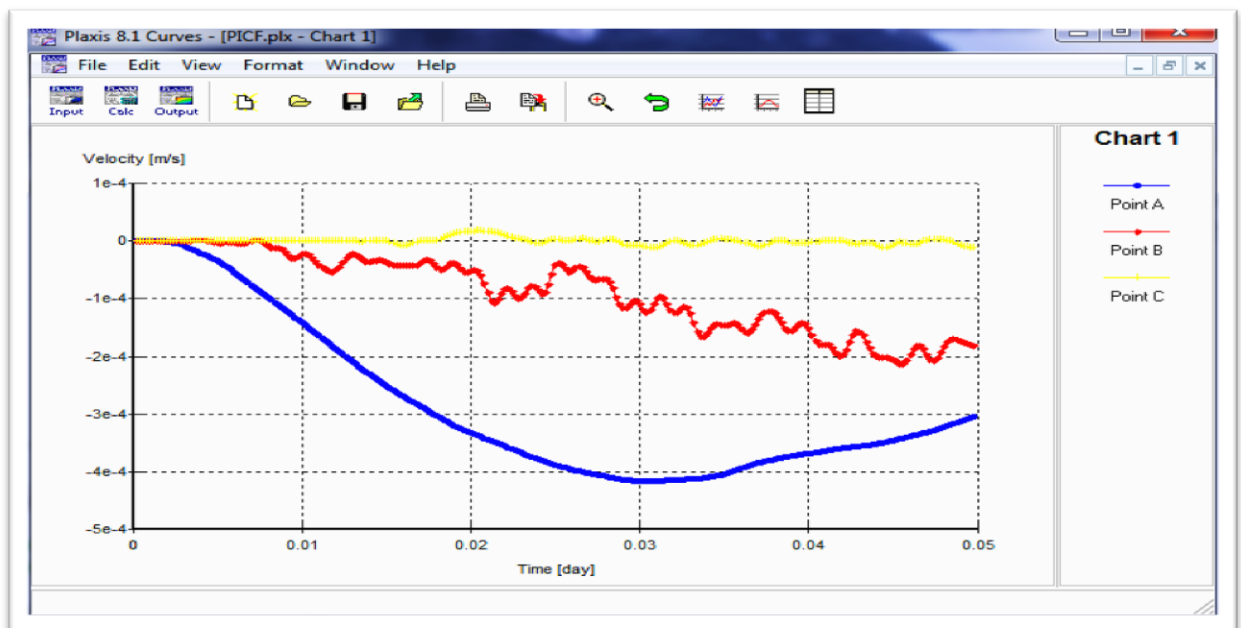


Figure (V-7): Vitesses des points en fonction de temps l'axe yy

6) Courbes accélérations-temps

L'axe XX :

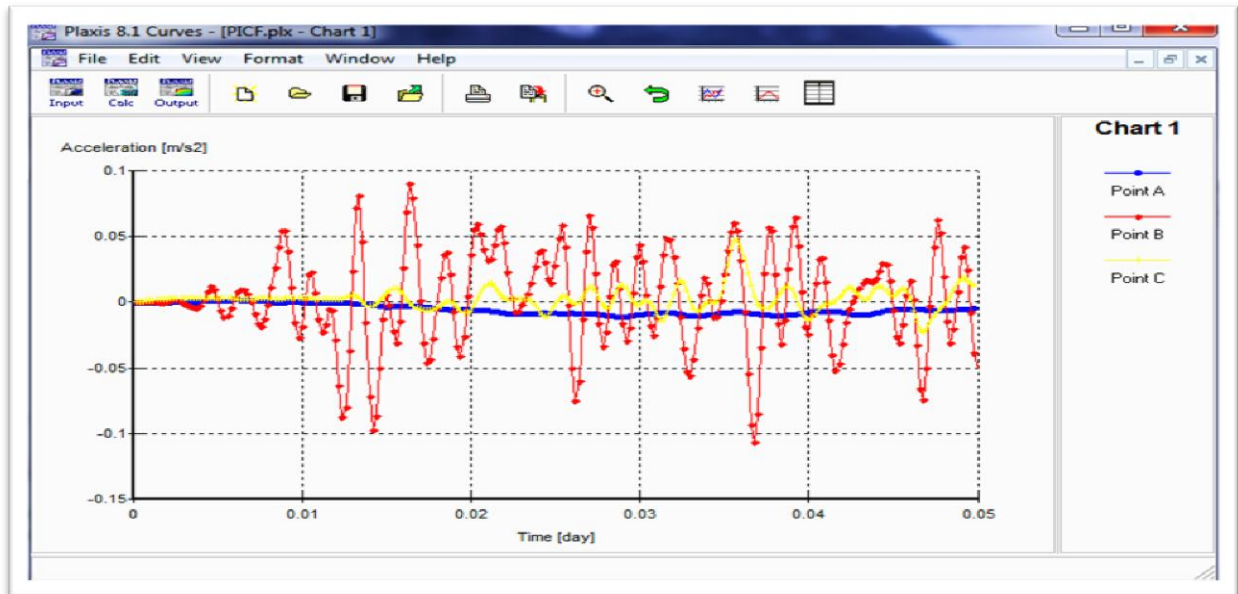


Figure (V-8): Accélérations des points en fonction de temps l'axe xx

L'axe yy

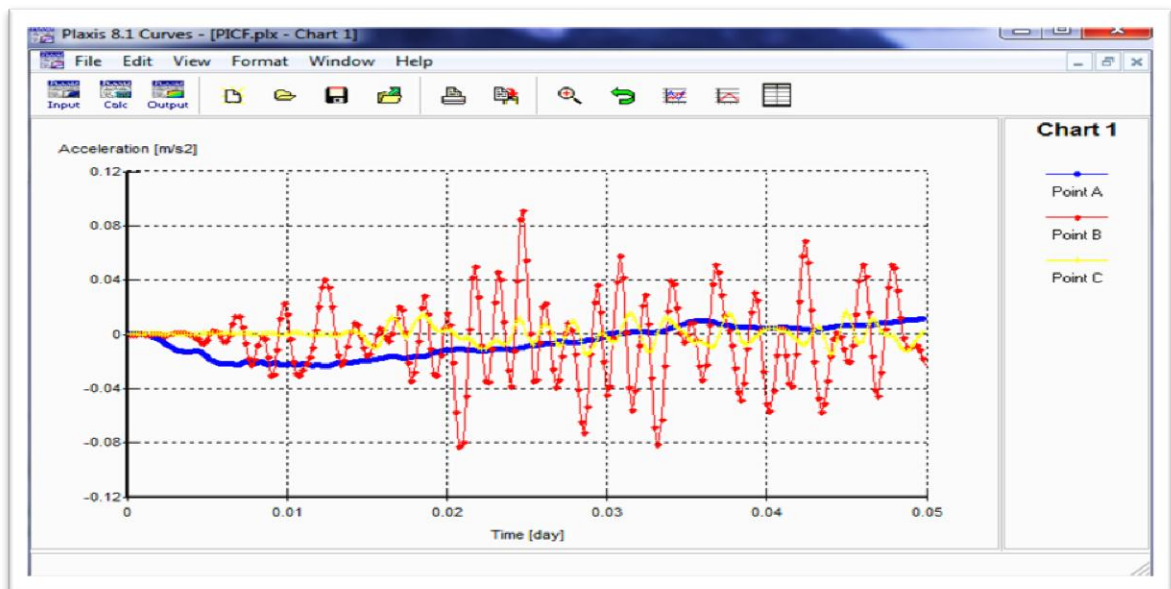


Figure (V-9): Accélérations des points en fonction de temps l'axe yy

7) Courbe force-temps

L'axe XX :

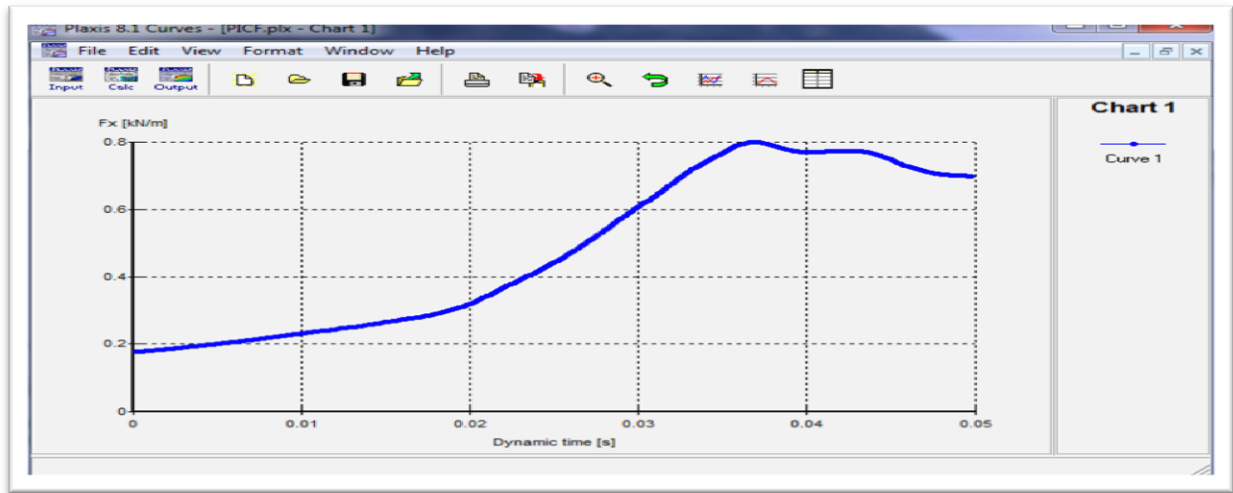


Figure (V-10): La force en fonction de temps

8) Synthèse

Les valeurs maximales calculées aux points sont données dans le tableau (V-1).considérés

Points		Point A	Point B	Point C
Déplacement (m)	XX	$1.63 \cdot 10^{-8}$	$3.63 \cdot 10^{-6}$	$2.64 \cdot 10^{-6}$
	YY	$2.30 \cdot 10^{-10}$	$6.49 \cdot 10^{-10}$	$4.18 \cdot 10^{-8}$
vitesses (m/s)	XX	$3.53 \cdot 10^{-6}$	$1.82 \cdot 10^{-4}$	$1.31 \cdot 10^{-4}$
	YY	$1.72 \cdot 10^{-7}$	$2.5 \cdot 10^{-6}$	$1.67 \cdot 10^{-5}$
Acceleration (m/s ²)	XX	$1.61 \cdot 10^{-3}$	0.089	0.047
	YY	0.012	0.091	0.016
Force (KN)	XX	0.799		

Tableau (V-1): Valeurs maximal aux points considérés.

V-2 Effet des ondes horizontales

Influence de distance sur les paramètres des points (déplacement, vitesse et l'accélération), à lors des ondes sismiques de sens de sens horizontal.

Influence de distance sur les déplacements des point selon les deux axes (xx' , yy'). On a déterminé les déplacements aux point de coordonné fixée dans tableau suivant :

	N ⁰ de point	A	B	C
	X(m)	0.83	4.01	5.20
Déplacement(m)	XX'	$5.17 \cdot 10^{-7}$	$5.5 \cdot 10^{-9}$	$1.68 \cdot 10^{-7}$
	YY'	$9.20 \cdot 10^{-8}$	$2.8 \cdot 10^{-8}$	$3.5 \cdot 10^{-9}$

Tableau (V-2) Déplacement des points (cas horizontales).

- Le calcul dans noter simulation est modélisé selon la figure (V-11).

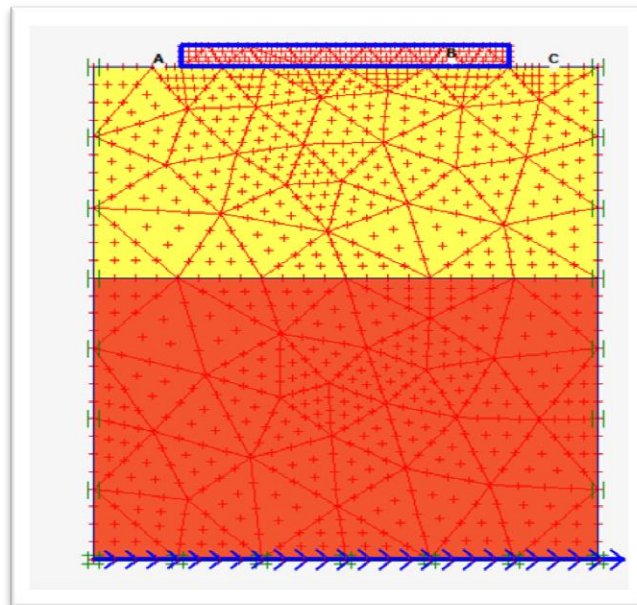


Figure (V-11) : Schématisation des point de l'axe xx' .

La comparaison des résultats est présentée par les courbes suivant figure (V-12) et (V-13).

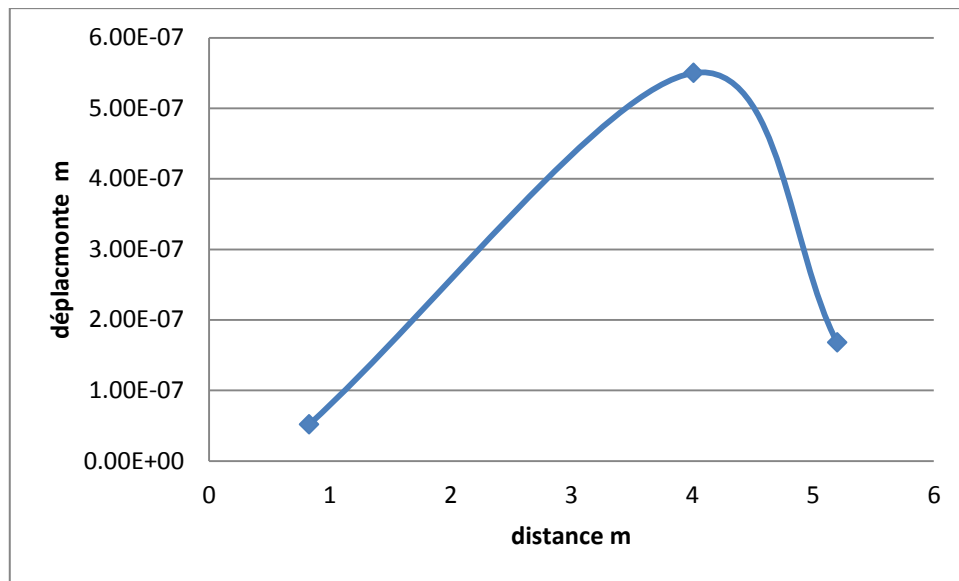


Figure (V-12) : déplacement-distance xx'

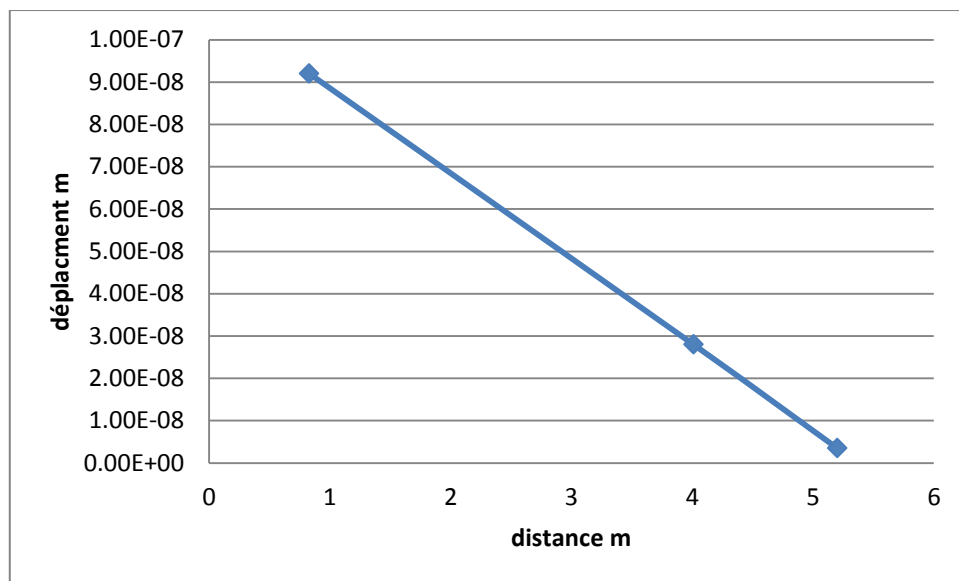


Figure (V-13) : déplacement-distance yy'

V-2-1 Commentaire de cas horizontal

D'après la figure (V-12) et (V-13) nous pouvons conclure ce qui sont :

Les valeurs du déplacement selon l'axe xx', augmentent en rapprochant du milieu de fondation. Diminue ensuite dans le domaine [4 ; 6].

Par contre, le déplacement selon yy' la valeur maximal au voisinage de la fondation et décroît

En selon une fonction linéaire décroissant

V-3 Effet des ondes verticale

On a déterminé les déplacements aux points de coordonnées fixées dans le tableau (V-3).

	N ^o de point	A	B	C
	X(m)	0.83	4.01	5.20
Déplacement(m)	XX'	$5.17 \cdot 10^{-7}$	$5.5 \cdot 10^{-9}$	$1.68 \cdot 10^{-7}$
	YY'	$9.20 \cdot 10^{-8}$	$2.8 \cdot 10^{-8}$	$3.5 \cdot 10^{-9}$

Tableau (V-3) : Résultats des paramètres de mouvement dans le cas vertical

-Le calcul dans noter simulation est modélisé selon la figure (V-14).

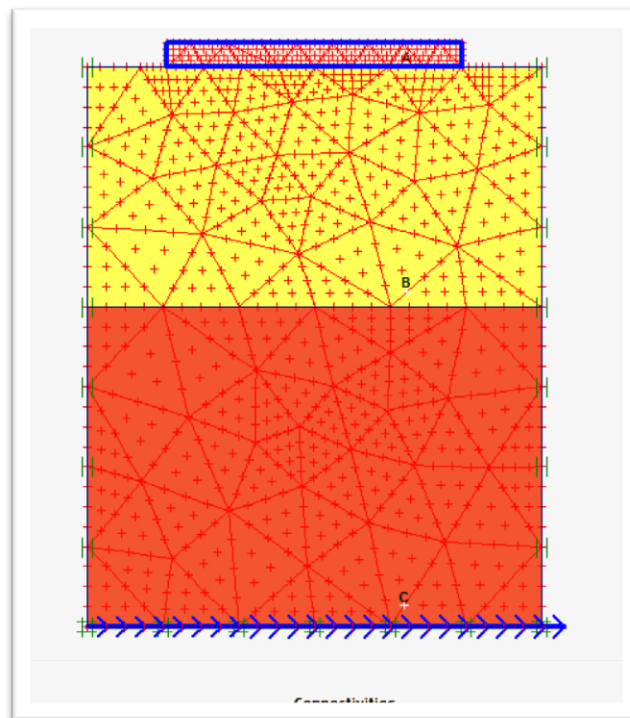


Figure (V-14) : Schématisation des point de l'axe yy'.

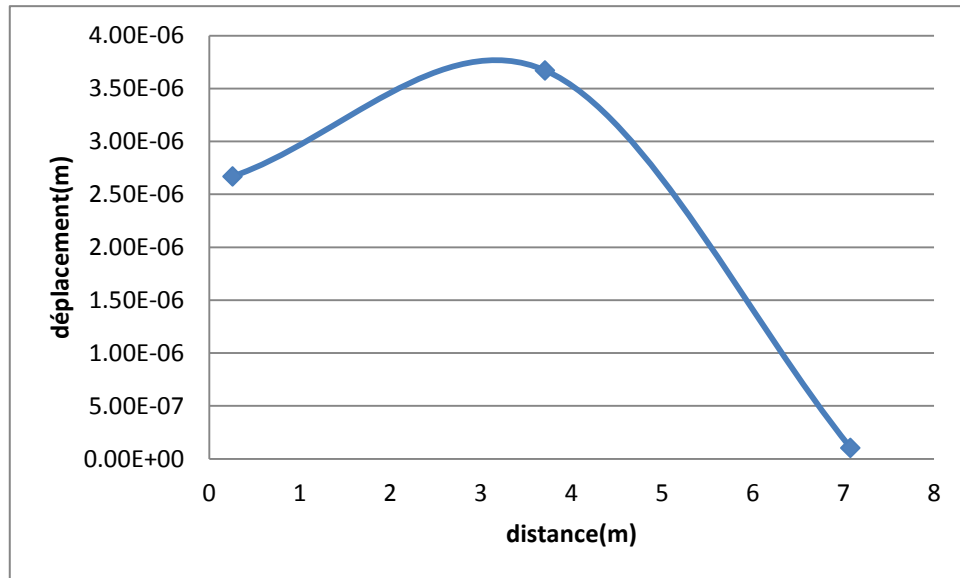


Figure (V-15) : déplacement-distance xx'

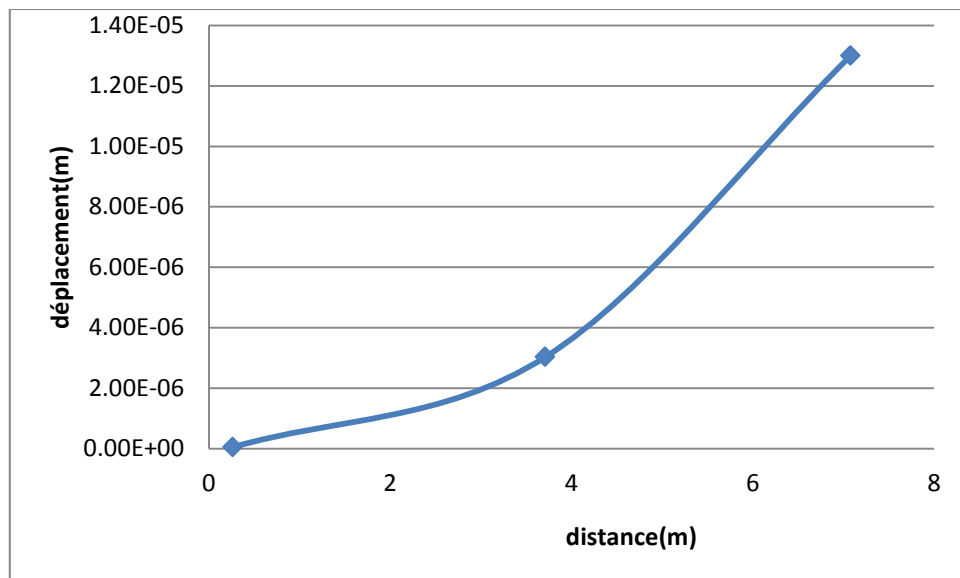


Figure (V-16) : déplacement-distance yy'

V-3-1 Commentaire de cas vertical

Les valeurs de déplacement selon xx' on une allure d'une fonction que est croissante sur un $[0,4]$ et décroissant sur l'intervalle $[4 ; 7]$

On observe à partir de la courbe de déplacement selon yy' la valeur de déplacement il augmente en s'éloignant du plan source et prend des valeurs max

V-4 Synthèse

D'après les résultats obtenus par les calculs avec le logiciel plaxis nous pouvons mettre les conclusions suivantes :

- La charge sismique élastique et permanente appliquées sur la structure de pont cadre engendrent des déplacements, vitesses et accélérations.
- La valeur du déplacement augmente au voisinage de la structure plus proche de la zone de contact et diminue en s'éloignant du plan de contact vers le plan de la source
- L'influence des paramètres de mouvement est plus marquée pour les accélérations car est liée à la force sismique donnée à l'accélération.

Conclusion générale

Le présent travail a comporté une analyse à l'aide d'une modélisation numérique de l'influence de l'interaction sol-fondation sur le comportement sismique des structures de type pont. Il a été réalisé en utilisant une modélisation bidimensionnelle par éléments finies intégrant dans la même analyse les différentes composantes du système, à savoir le sol, la fondation et prenant en compte les non linéarités du sol et des matériaux de la structure

L'étude de l'influence de l'interaction sol-fondation sur la fréquence fondamentale des structures de type pont a montré que l'interaction sol-structure peut réduire d'une manière très importante la première fréquence des structures de type pont.

L'analyse bidimensionnelle du comportement sismique du système sol-fondation-pont que de la réponse sismique de la structure dépend d'une manière sensible de l'interaction sol-structure. Cette dernière fait intervenir des mécanismes complexes qui dépendent du contenu fréquentiel du chargement, les fréquences propres du massif du sol et de la structure et du comportement non linéaire du sol et des matériaux de la structure. Le comportement élastique non linéaire du sol rend l'analyse de l'interaction sol-structure très complexe à cause de l'apparition de multiples fréquences dans la réponse du massif de sol.

L'étude de l'influence de la plasticité du sol sur l'interaction sol-structure a montré que la plasticité du sol induit deux effets, à savoir un amortissement supplémentaire dû à la dissipation par déformations plastiques et une réduction des « fréquences propres » du système sol fondation due à la réduction de la « rigidité » induite par la plasticité. L'ampleur de l'influence de la plasticité dépend de son extension dans le massif du sol, qui dépend de l'amplitude du chargement, de son contenu fréquentiel et des fréquences propres du système sol-fondation-structure(SSFS).L'étude de l'influence de la plasticité des matériaux du sol et la profondeur structure sur l'interaction sol-fondation a montré que la plasticité des éléments de la structure et la profondeur affecte d'une manière très sensible l'interaction sol-fondation.

Le travail de mémoire a été mené avec des modèles simples pour le sol et les matériaux de la fondation du pont structurent.

Dans l'avenir, il faut reprendre ce travail avec des modèles plus avancés pour le sol et la structure et prendre en compte l'interaction fluide -milieux poreux, notamment pour les sols liquéfiables.

- [1]: Guide de conception: Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes (Ponts - cadres et portiques).
- [2]: Mémoire BEKKAL BRIKCI Wissem, DALI YUCEF Wassila, ETUDE D'UN OUVRAGE D'ART EN BETON PRECONTRAINTE:
- [3]: Guide de calcul: Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes (Ponts - cadres et portiques).
- [4] : Risque sismique en Algérie
- [5] : Ponts en zone sismique Conception et dimensionnement selon l'Eurocode 8, Guide méthodologique, Sétra, Février 2012
- [6] : A.Pecket, dynamique des sols, presse de l'école des nationales des ponts et Chaussées 1984
- [7] : Notions sur la géodynamique chapitre3
- [8] : www.futura-sciences.com
- [9] : Règles parasismique algériennes« RPA99/ Version 2003 »
- [10]: [ADI, 2007] (2007). Automatic Dynamic Incremental Nonlinear Analysis. ADINA, Inc, Watertown USA
- [11] : Alain Pecker : "Interaction sol structure et comportement des fondations"
- [12] : A.Pecket, dynamique des sols, presse de l'école des nationales des ponts et Chaussées
- [13] V. Davidovici, La construction en zone sismique, Editions Le Moniteur, Paris, 1999.
- [14]:V. Davidovici, Eurocode 8, Pratique du calcul sismique, Guide d'application, afnor éditions-Eyrolles, 2013.
- [15] : <http://www.theses.fr/2009ECAP0012>
- [16] : BRINKGREVE R.B.J. et Vermeer PA. *Plaxis v8, manuel de référence*, DELFT University of Technology & Plaxis BV, Pays-Bas, (2003).
- [17]: PLAXIS. ; PLAXIS Finite Element Code for Soil and Rock Analyses, Version 6, A.A. BALKEMA/ ROTTERDAM/ BROOKFIELD/ (1995).

Résumé

Dans le domaine du génie parasismique, l'Interaction du Sol avec la Structure (ISS) est un phénomène important à considérer pour espérer rendre compte du comportement réel d'une structure et donc évaluer sa résistance et sa vulnérabilité. Ce travail présente l'analyse d'un élément d'interface 2D modélisant une fondation superficielle d'un pont cadre de forme rectangulaire reposant sur un massif de sol semi infini et permettant de prendre en compte l'ISS en considérant les non-linéarités matérielles (la plasticité du sol) et les non-linéarités géométriques (le décollement de la fondation).

Basé sur la méthode des éléments finis, cet élément permet de travailler en variables globales (forces et déplacements). Tous les éléments du torseur d'effort appliqués à la fondation sont présents. Cette description globale permet ainsi de simplifier le modèle en minimisant d'une part la préparation des données et du maillage et d'autre part les temps de calculs. Les non linéarités sont traitées grâce aux théories classiques de plasticité et peuvent ainsi être couplées de manière simple.

Une description mathématique de chaque mécanisme est proposée. Le macro-élément est implémenté dans le logiciel Plaxis(code élément finis). Les résultats de calculs d'une fondation d'un pont cadre fermé soumise à des chargements statiques, ainsi que dynamiques montrent le bon fonctionnement du macro-élément 2D d'ISS.

Enfin, l'efficacité et la robustesse de ce genre d'outils permettent de faire des analyses paramétriques faisant évoluer plusieurs paramètres de sols qui seront présentées à l'issue de ce mémoire.

Mots clés : interaction sol -structure, méthode des éléments finis , plaxis 2D, pont cadre fermé

Abstract

In the field of earthquake engineering, Soil Interaction with Structure (ISS) is an important phenomenon to consider in order to be able to account for the actual behavior of a structure and thus to assess its resistance and vulnerability. This work presents the analysis of a 2D interface element modeling a surface foundation of a rectangular frame bridge based on a semi-infinite ground mass and allowing to take into account the ISS considering the nonlinearities Materials (soil plasticity) and geometric non-linearities (the detachment of the foundation).

Based on the finite element method, this element makes it possible to work in global variables (forces and displacements). All the stress torsion elements applied to the foundation are present. This global description thus makes it possible to simplify the model by minimizing on the one hand the preparation of the data and of the mesh and on the other hand the calculation times. Nonlinearities are treated by classical plasticity theories and can thus be coupled in a simple way.

A mathematical description of each mechanism is proposed. The macro element is implemented in the Plaxis software (finite element code). The results of calculations of a foundation of a frame bridge subjected to static as well as dynamic loadings show the good functioning of the 2D macroelement of ISS.

Finally, the efficiency and the robustness of these tools make it possible to carry out parametric analyzes making evolve several soil parameters that will be presented at the end of this thesis.

Key words: soil interaction -structure, finite element method, 2D plaxis ;Bridge closed frame.

الملخص

التفاعل الهيكل و التربة (SSI) و ظاهرة مهمة نأمل أن تعكس السلوك الفعلي للهيكل وبالتالي تقيم قوتها وضعفها. العمل الحالي تحليل عنصر واجهة D2 النمذجة أساس سطحي جسر (معبر سفلي اطار مغلق) ويتوزع على كتلة التربة شبه منحرف لا نهائية وتأخذ في الاعتبار الغير خطية ISS النظر مادة (المرونة تربة). هندسية (مفرزة من الأساس). واستنادا إلى طريقة العناصر محدودة وهذا عنصر يسمح للعمل في المتغيرات (القوة والتشوه). جميع عناصر الى القوة التي تما تطبيقها على أساس موجودة.

هذا الوصف الشامل ويبسط نموذج عن طريق التقليل من جهة إعداد البيانات وشبكة وغيرها من الحسابات الوقت. يتم التعامل مع الغير خطية مع النظريات التقليدية من المرونة ويمكن أن يقترن بطريقة بسيطة. يتم تنفيذ عنصر الكلي في البرنامج Plaxis (رمز عنصر محدود). نتائج العمليات الحسابية من أساس جسر إطار مغلق تتعرض للأحمال ثابتة والعزم الحركي. وفي أخيرا فإن فعالية ومتانة هذه الأدوات يمكن أن تجعل التحليلات حدودي عن طريق تغيير العديد من المعلمات التربة التي ستعرض في نهاية هذا البحث.

الكلمات مفتاحيه

برنامج Plaxis, تفاعل تربة هيكل, جسر مغلق