

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 : CHETTAH IMENE**

**ARAR WIDAD**

**Intitulé**

**Interaction sol-fondation d'un PIPO**

**Soutenu devant le jury composé de:**

BOULAOUAD ABDERACHID	Université: M'sila	Président
MINASRI ABDERAZZAK	Université: M'sila	Rapporteur
TALLAH ELNAOUI	Université: M'sila	Examineur

**Année universitaire : 2016 /2017**

# Remerciements

*Tout d'abord, nous remercions le DIEU, notre créateur de nos avoir donné les forces, la volonté et le courage afin d'accomplir ce travail modeste.*

*Nous adressons le grand remerciement à notre encadreur **Mr : MENASRI. ABDREZAK** Docteur à l'université de M'sila, qui a proposé le thème de ce mémoire, pour ses conseils et ses dirigés du début à la fin de ce travail.*

*Nous tenons également à remercier messieurs les membres de jury pour l'honneur qu'ils nous ont fait en acceptant de siéger à notre soutenance.*

*N'oubliant jamais le personne qui ai participé de près ou le loin à ce modeste travail spécialement **Mr : HAMITOUCHE AMAR.***

*Finalemnt, nous tenons à exprime notre profonde gratitude à nos familles **CHETTAH** et **ARAR** qui nous ont toujours soutenues et à toute qui participe de réaliser ce mémoire.*

## ***Dédicace***

*Je dédie ce mémoire à :*

***Ma mère « CHETTAH MALIKA »***

*Qui a œuvré pour ma réussite, de par son amour, son soutien, tous les sacrifices consentis et ses précieux conseils, pour toute son assistance et sa présence dans ma vie, reçois à travers ce travail aussi modeste soit-il, l'expression des mes sentiments et de éternelle gratitude.*

***Mon père « DOUADI »***

*Qui peut être fier et trouver ici le résultat de longues années de sacrifices et de privations pour m'aider à avancer dans la vie. Puisse dieu faire en sorte que ce travail porte son fruit ; merci pour les valeurs nobles, l'éducation et le sourient permanent venu de toi.*

*mes sœurs ( OUAFA, DJEHAINA ) et mes frères ( AKRAM, ADEM et AMIR ) et mon chère amie et ma sœur IMANE LAYB, qui n'ont cessé d'être pour moi des exemples de persévérance, de courage et générosité.*

*mon partenaire ce travail « ARAR WIDAD ».*

*mon mari BAALI KAMAL EDDINE qui me l'aide physiquement et moralement.*

*tout la famille CHETTAH et a tout mes amis « BESMA, IMANE, ASMA, MAISSA, MERYAM, LATIFA et B. ASMA ».*

## *Dédicace*

*Je dédie ce mémoire à :*

*Ma mère « BERRAH GHALIA »*

*Qui a œuvré pour ma réussite, de par son amour, son soutien, tous les sacrifices consentis et ses précieux conseils, pour toute son assistance et sa présence dans ma vie, reçois à travers ce travail aussi modeste soit-il, l'expression des mes sentiments et de éternelle gratitude.*

*Mon père « AMMAR »*

*Qui peut être fier et trouver ici le résultat de longues années de sacrifices et de privations pour m'aider à avancer dans la vie. Puisse dieu faire en sorte que ce travail porte son fruit ; merci pour les valeurs nobles, l'éducation et le sourient permanent venu de toi.*

*mes sœurs et mes frères et mon chère amie et ma sœur , qui n'ont cessé d'être pour moi des exemples de persévérance, de courage et générosité.*

*mon partenaire ce travail « CHETTAH IMENE ».*

*tout la famille ARAR et a tout mes amis « IMANE, MAISSA, BESMA, MERYAM, WAFAA, AMEL, LEMYA, ROMAYSSA, HANANE ».*

# Sommaire

## REMERCIEMENTS

## RESUME

## ABSTRACT

## ملخص

## LISTE DES FIGURES

## LISTE DES TABLEAUX

## LISTS DES NOTIONS

<b>INTRODUCTION GENERALE</b> .....	1
I-1-But de l'étude.....	2
I-2-Présentation de l'ouvrage.....	3
I-2-1-Les caractéristiques de l'ouvrage.....	3
I-3-Données fonctionelles.....	3
I-3-1-Profil en long.....	3
I-3-2-Trace en plan.....	3
I-3-3-Profil en travers.....	4

## Chapitre I : Conception et dimensionnement d'un PIPO

<b>Introduction</b> .....	5
I-1-Définition d'un PIPO.....	5
I-2-Domaine d'emploi d'un passage inférieur en portique ouvert.....	6
I-3-Dimensionnement.....	7
I-4-les avantages d'un passage inférieur en portique ouvert.....	7
I-5- Les inconvénients d'un passage inférieur en portique ouvert.....	8
I-6-Les charges et les surcharge d'un PIPO.....	8
I-7-Les combinaisons d'action.....	15
<b>Conclusion</b> .....	16

## Chapitre II : Les caractéristiques des mouvements sismiques

<b>Introduction</b> .....	17
II-1-Définition d'un séisme.....	17
II-2-Les caractéristiques principales d'un séisme.....	17
II-2-1-Faille.....	17

II-2-2-Foyer.....	18
II-2-3-Epicentre.....	18
II-3-Paramètre caractéristiques du mouvement sismique .....	19
II-4-Aléa sismique.....	19
II-5-Vulnérabilité.....	19
II-6-Le risque sismique.....	19
II-7-Les ondes sismiques .....	20
II-8-L'accélérogramme d'un séisme.....	22
II-9-Accélération maximale.....	22
II-10-Durée d'un séisme.....	23
II-11-Le spectre de réponse.....	23
II-12-Mouvements sismiques du champ libre et interaction sol-structure .....	24
II-13-Classification des Zones Sismiques.....	24
II-14-L'effet d'un séisme sur un pont.....	25
<b>Conclusion.....</b>	<b>25</b>

### **Chapitre III : Interaction sol-structure**

<b>Introduction.....</b>	<b>26</b>
III-1-Notion d'interaction sol-structure.....	26
III-2- Etude du problème d'interaction sol structure.....	27
III-2-1- Formulation d'un problème d'interaction.....	27
III-2-2- Mouvement du sol en champ libre.....	28
III-3-Illustration de l'effet de l'interaction sol structure.....	28
III-3-1-Modèle analogique simplifié.....	28
III-3-2-Influence de l'interaction sol structure.....	29
III-4-Comportement des sols sous sollicitations sismiques.....	29
III-4-1-Comportement élastique du sol.....	30
III-4-2-Comportement élastoplastique du sol.....	30
III-4-3-Synthèse du comportement expérimental du sol.....	20
III-5-Caractéristiques dynamiques des sols.....	20
III-5-1-Module de cisaillement maximal.....	31
III-5-2-Détermination de $\tau_{\max}$ .....	32
III-5-3-L'amortissement.....	32
III-5-4-L'amortissement radiatif (ou géométrique).....	33
III-6-Comportement sol-structure.....	33

III-7-La liquéfaction.....	33
III-8- Fonctions d'impédance.....	34
III-9-Méthodes d'analyse de l'interaction sol-structure.....	34
III-10-Interaction cinématique et interaction inertielle.....	35
<b>Conclusion.....</b>	<b>35</b>

## **Chapitre IV : Outil Numérique De Calcul « le code Plaxis »**

<b>Introduction.....</b>	<b>36</b>
IV-1-Présentation du PLAXIS.....	36
IV-1-1-Options par défaut.....	36
IV-1-2-Les modèles de comportements intégrés dans PLAXIS.....	39
IV-1-3-Module dynamique du code PLAXIS.....	42
IV-1-4-L'interface du code PLAXIS.....	42
IV-2-Modèle de calcul retenu.....	43
IV-2-1-Caractéristique des matériaux.....	44
IV-2-2-Génération du maillage.....	45
IV-2-3-Conditions initiales.....	46
IV-2-4-Sollicitation sismiques.....	46
IV-2-5-Procédure de calculs.....	47

## **Chapitre V : Mise en oeuvre des calculs**

<b>Introduction.....</b>	<b>50</b>
V-1- Cas d'un déplacement horizontal imposé à la base.....	50
V-2-Effet des ondes horizontal.....	55
V-3-Effet des ondes verticale.....	56
<b>CONCLUSION GENERALE.....</b>	<b>58</b>
<b>Bibliographie</b>	



# LISTE DES TABLEAUX

## Chapitre I

Tableau (1-1) : Coefficient de dégressivité transversale $a_1$ de A(1).....	8
Tableau (1-2) : Coefficient de dégressivité transversale $a_1$ de A(1).....	9
Tableau (1-3) : Les valeurs du coefficient $b_c$ .....	11
Tableau (1-4) : Les valeurs du coefficient $b_t$ .....	13

## Chapitre IV

Tableau (4-1) : propriétés du sol de fondation.....	44
Tableau (4-2) : propriétés de l'élément structural (plat).....	45

## Chapitre V

Tableau (5-1) : Coordonnées des points sélectionnés pour l'édition des résultats des calculs.....	50
Tableau (5-2) : Les valeurs maximale de déplacement, vitesse et accélération pour les différents points.....	54
Tableau (5-3) : Déplacement des points (1 <sup>eme</sup> cas).....	55
Tableau (5-4) : Déplacement des points (2 <sup>eme</sup> cas).....	56

# Listes des figures

## Generalites

Figure (I) : Plan de situation de l'ouvrage. Source google earth.....	2
Figure (II) : Coupe longitudinale du pont cadre ouvert.....	3
Figure (III) : Trace en plan de l'ouvrage étudié.....	3
Figure (IV) : Le profil en travers de l'ouvrage étudié.....	4

## Chapitre I

Figure (1-1) : Représentation schématique d'un PIPO.....	5
Figure (1-2) : Donnant les dimensions de l'ouvrage en fonction de la contrainte de béton et la longueur de la travée.....	7
Figure (1-3) : Système de charge $B_c$ .....	10
Figure (1-4) : Situation la plus défavorable de la charge $B_c$ .....	11
Figure (1-5) : Le système $B_r$ .....	12
Figure (1-6) : Situation la plus défavorable de la charge $B_r$ .....	12
Figure (1-7) : Cas de charge défavorable du système $B_t$ .....	13
Figure (1-8) : Système $B_t$ .....	14
Figure (1-9) : Convoi militaire $M_c120$ .....	15
Figure (1-10) : charge du convoi $M_c120$ .....	15
Figure (1-11) : Système $M_e120$ .....	15
Figure (1-12) : Cas de charge défavorable du convoi $M_e120$ .....	16

## Chapitre II

Figure (2-1) : Représentation schématique d'un faille.....	17
Figure (2-2) : Représentation schématique Les trois principaux types de failles.....	18
Figure (2-3) : Les ondes sismique P .....	21
Figure (2-4) : Les ondes sismique S .....	21
Figure (2-5) : Les ondes sismique Love (L).....	22
Figure (2-6) : Les ondes sismique Rayleigh (R).....	22
Figure (2-7) : Les différentes phases d'un accélérogramme.....	23
Figure (2-8) : Graphique de Hussit ; la définition de la durée effective d'après Brady (1975) et Dorbry et al (1978).....	23
Figure (2-9) : Spectre de réponse en pseudo vitesse (Elcentro, californie mai 1944 composante NS).....	24

Figure (2-10). Comparaison des spectres du champ libre et au sein du bâtiment d'après Crouse (1978).....	24
Figure (2-11) : La carte de micro zonage Algérien (C.G.S, 2004).....	25

### **Chapitre III**

Figure (3-1) : Décomposition du problème d'interaction sol-structure.....	28
Figure (3-2) : Accélération en champ libre.....	28
Figure (3-3) : Modèle simplifié d'interaction sol-structure.....	29
Figure (3-5) : modèle élastoplastique parfait.....	30
Figure (3-6) : modèle élastique de Hooke.....	30
Figure (3-6) : Courbe effort déformation chargement quasi statique monotone.....	31

### **Chapitre IV**

Figure (4-1) : Interface utilisateur pour l'entrée des données.....	37
Figure (4-2) : condition aux limites.....	37
Figure (4-3) : Exemple de maillage.....	38
Figure (4-4) : Définition des contraintes initiales : condition « k0 ».....	38
Figure (4-5) : Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire.....	40
Figure (4-6) : Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire.....	40
Figure (4-7) : fenêtre au modèle Mohr-Coulomb.....	40
Figure (4-8) : Définition du module à 50 % de la rupture.....	41
Figure (4-9) : Surface de rupture du modèle de Mohr-Coulomb pour un sol sans cohésion.....	42
Figure (4-10) : Profil géométrique retenu.....	44
Figure (4-11) : Maillage de la géométrie.....	45
Figure (4-12) : Génération des contraintes initialrs.....	46
Figure (4-13) : Sollicitation sismiques horizontal.....	46
Figure (4-14) : Le spectre de réponse introduit dans les calculs selon le RPA 2003.....	47
Figure (4-15) : Activation de la charge dynamique « harmonique ».....	48
Figure (4-16) : Position du point choisis.....	48
Figure (4-17) : Fenêtre pour calcul les déférentes phases.....	49
Figure (4-18) : Déclarations des phases(Plaxis).....	49
Figure (4-19) : Spectre de réponse selon le RPA 2003.....	49

## Chapitre V

Figure (5-1) : Maillage Déformé du profil.....	50
Figure (5-2) : Isovaleurs des Contraintes .....	51
Figure (5-3) : Vecteurs déplacements .....	51
Figure (5-4) : Déplacements des différents points en fonction de temps .....	52
Figure (5-5) : Déplacements des différents points en fonction de temps.....	52
Figure (5-6) : Vitesses des différents points en fonction de temps.....	52
Figure (5-7) : Vitesses des différents points en fonction de temps.....	53
Figure (5-8) : Accélérations des différents points en fonction de temps.....	53
Figure (5-9) : Accélérations des différents points en fonction de temps.....	53
Figure (5-10) : Courbe donnant la force en fonction de temps.....	54
Figure (5-11) : Déplacement horizontal selon l'axe $XX'$ .....	55
Figure (5-12) : Déplacement vertical selon l'axe $YY'$ .....	55
Figure (5-13) : Déplacement horizontal selon l'axe $XX'$ .....	56
Figure (5-14) : Déplacement vertical selon l'axe $YY'$ .....	56



## ***Résumé***

Pour la plupart des structures du génie civil, le comportement du sol et le comportement de la structure peuvent être investigués de manière dissociée, ce qui en facilite grandement l'analyse, tout en permettant généralement d'atteindre les buts visés. Dans certains cas cependant, l'interaction sol structure est beaucoup plus importante et peut influencer de manière significative la conception et le dimensionnement de la structure. Une bonne maîtrise du comportement combiné de la structure et du sol améliore alors sensiblement la conception de la structure. Une mauvaise interprétation de cette interaction peut par contre mener à des solutions structurales inadaptées. Les semelles de ponts entrent dans cette catégorie.

L'objectif de ce mémoire est de mettre en évidence l'existence de différents régimes de comportement pour ce type d'ouvrages . Dans le cas des semelles des ponts, le sol et la structure participent simultanément à la reprise des charges appliquées et forment du point de vue structural un système hyperstatique.

Le présent mémoire comporte une synthèse bibliographique et une simulation numérique :

- La synthèse bibliographique traite de la caractérisation du mouvement sismique et du comportement dynamique des sols, ainsi que les méthodes d'analyses de l'interaction sol-structural.
- La simulation numérique comporte, d'abord une description sommaire de l'outil de calcul numérique utilisé (le code Plaxis), la mise en oeuvre des calculs effectués, puis la présentation de résultats des calculs obtenus et leur interprétation.

### **Mots-clés**

mouvement sismique, simulation numérique, plaxis.

## ملخص

بالنسبة لمعظم هياكل الهندسة المدنية، يمكن تحقيق سلوك التربة وسلوك الهياكل بطريقة مفصلة ، مما يسهل جدا التحليل في حين تسمح عموما بتحقيق الأهداف المشارة، في بعض الحالات، ومع ذلك، التفاعل بين الهيكل و التربة هو أكثر أهمية بكثير، ويمكن أن تؤثر بشكل كبير على التصميم والأبعاد للهيكل. التمكن الجيد من سلوك الجمع بين الهيكل و التربة يحسن في تصميم الهيكل. سوء تفسير هذا التفاعل يمكن أن يؤدي إلى عدم كفاية الحلول الهيكلية الغير ملائمة. قواعد الجسور تدخل ضمن هذه الفئة .

والهدف من هذه المذكرة هو تسليط الضوء على وجود أنظمة مختلفة السلوك لهذا النوع من الأعمال. في حالة أساسات الجسور، التربة والهيكل تتشارك في آن واحد على إنبعاث الأحمال المطبقة و تشكل وجهة نظر هيكلية نظام غير مستقر.

وتشمل هذه المذكرة تركيب المراجع و المحاكاة الرقمية :

- تركيب المراجع تعالج خصائص الحركة الزلزالية و السلوك الديناميكي للتربة، وأساليب تحليل التفاعل بين التربة الهيكلية.
- المحاكاة الرقمية تتضمن ، أولا وصفا موجزا لأداة الحساب العددية المستخدمة، ( رمز بلاكسيس ) وتنفيذ العمليات الحسابية و عرض نتائج الحساب التي تم الحصول على تفسيراتها .

### الكلمات المفتاحية :

الحركة الزلزالية، المحاكاة الرقمية، بلاكسيس.

## ***Abstract :***

For the most popular structures, Soil behavior and also the structure behavior can be easily achieved in detailed, which leads to an easy analysis allowing to reach the purposed goals of this paper. On the other hand the soil structure interaction is more importance and has a wide effect on the design of the structure. The perfect prediction of the soil structure interaction behavior can easily help reaching a suitable design for the structure. The wrong explanation of soil structure interaction can leads to insufficient suitable solutions for structure design. including bridges foundation

The purpose of this paper is highlighting the exist of different system's behavior of this kind of work in the case of bridges foundations, the soil and the structure simultaneously participate in the recovery of the applied loads and form a hyperstatic system for the structure.

The present paper includes a bibliographic synthesis and a numerical simulation:

- The bibliographic synthesis deals with the characterization of the seismic movement and dynamic behavior of soil, as well as methods of analysis the soil-structure interaction.
- The part of the numerical simulation contains, first a description of the numerical calculation tool (Plaxis) , the analysais progress and the concluded results and their interpretation.

### **Key words:**

Seismic motion, Numerical simulation, Plaxis

## **Introduction generale**

Au cours des cinquante dernières années des méthodes numériques sophistiquées, telle la méthode des éléments finis, ont été mises en oeuvre pour résoudre un certain nombre de problèmes dont les problèmes sismiques. Dans ce domaine, la méthode des éléments finis permet d'étudier la réponse du sol, de quantifier les phénomènes d'interaction sol-structure et d'évaluer les risques de liquéfaction. Cette technique évolue rapidement avec les progrès apportés par les ordinateurs à grande capacité et grande vitesse de calcul et par les techniques d'analyse numérique.

Les nombreuses recherches en laboratoire sur le comportement des sols sous chargements cycliques permettent de leur côté, d'intégrer le sol dans les calculs parasismiques en tenant compte de son comportement non linéaire. Cependant ces méthodes de calculs n'aplanissent pas toutes les difficultés. Ainsi, l'interprétation des résultats de ce calcul exige beaucoup de précautions, car il faut garder à l'esprit les nombreuses incertitudes liées à l'évaluation des paramètres à introduire dans les calculs et à l'incidence des hypothèses simplificatrices faites sur le modèle.

Le mémoire est divisé en cinq chapitres :

- ❖ **Dans le premier chapitre**, nous discutons de la conception des ponts cadres ouverts, les avantages et leur inconvénients. Nous évoquons leurs domaines d'emplois, modélisation, les systèmes de charges et surcharges supportées par ce type de ponts .
- ❖ **Dans le deuxième chapitre**, nous introduisons les paramètres qui participent à la description du mouvement sismique. Nous évoquons les imperfections qui subsistent dans la définition de certains paramètres et les incertitudes qui accompagnent leur détermination. Nous essayons de répertorier les facteurs qui influent sur les paramètres du mouvement sismique en un point donné de la surface du sol .
- ❖ **Le troisième chapitre** présente le comportement des sols sous sollicitations sismiques. Et traite de l'interaction sol-structure dans lequel sont évoqués les principes de la modalisation de l'interaction sol-structure, le choix de la loi de comportement convenable. Dans le même chapitre nous parlons l'interaction sol-structure; dans ce partie 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 phénomène.
- ❖ **Les quatrièmes chapitres** présents l'utilisation de la méthode des éléments finis en géotechnique ainsi que l'outil numérique que nous avons utilisé pour l'étude de problème.

❖ **Le cinquième chapitre** nous présentons les résultats de calculs et leurs interprétation en utilisant le code de calcul ( plaxis ) en déterminons les déplacements, et les accélérations et la vitesse.

### I-1-But de l'étude :

Ce mémoire a pour objectif l'étude de l'effet de l'interaction sol-structure d'un pont cadre ouvert situé sur le chemin de wilaya CW 11 soumis à des surcharges mobiles verticales (A(I), B<sub>c</sub>, B<sub>t</sub>, B<sub>r</sub>, M<sub>c120</sub>, M<sub>e120</sub> ) et à des surcharges horizontales dues au séisme.

### I-2-Présentation de l'ouvrage

Notre sujet de fin d'étude a pour but de faire une étude de l'interaction sol-fondation d'un pont cadre ouvert (PIPO) passage inférieur portique ouvert pour le rétablissement d'écoulements du CW11 au PK 11+706, cet ouvrage permet la liaison entre la ville de Magra et la limite de la wilaya de Sétif sur 18 km.



Figure ( I ) : Plan de situation de l'ouvrage. Source google earth.

#### I-2-1-Les caractéristiques de l'ouvrage

- Largeur : 15,00m.
- Hauteur : 2,50 m.
- Longueur 4,00 m.

### I-3-Données fonctionnelles

#### I-3-1-Profil en long

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation du tracé en plan, il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchit ou aux contraintes naturelles, Il présente une longueur de 4,00 m et une pente de 1%.

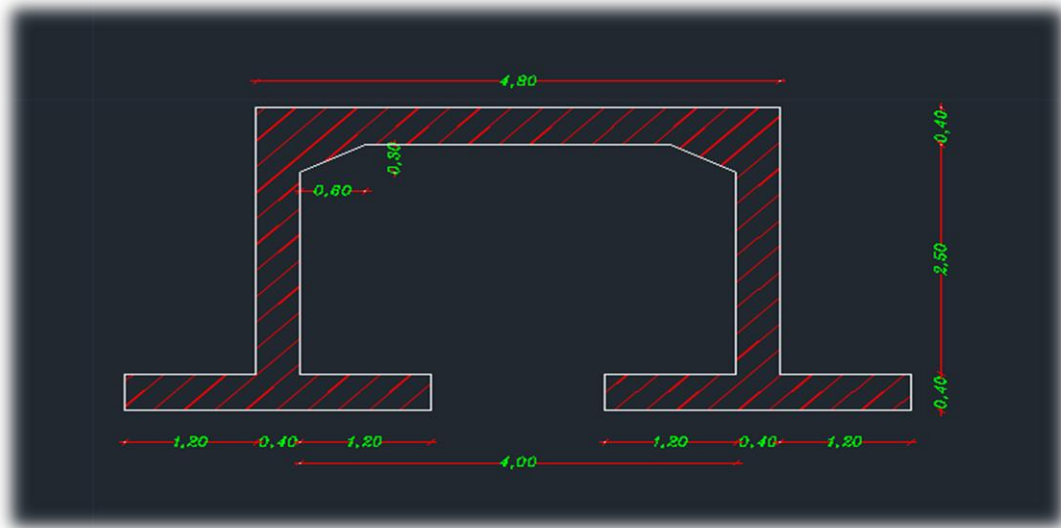


Figure (II) : coupe longitudinale du pont cadre ouvert.

#### I-3-2-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 est droite de longueur de 4,00 m.

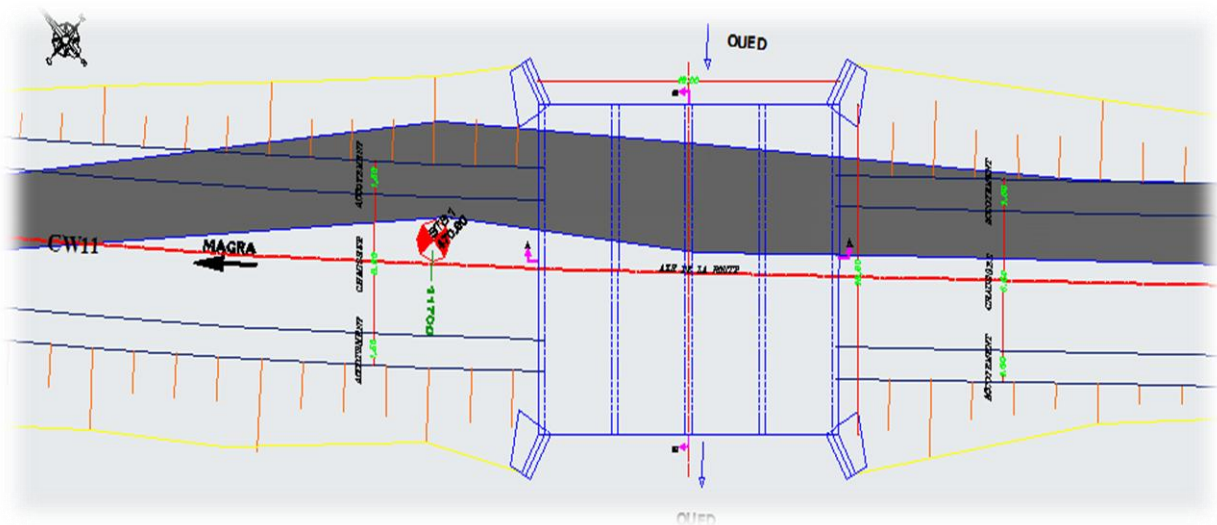


Figure (III) : Trace en plan de l'ouvrage étudié.

### III-3-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 de pont :  $l = 15$  m
- Longueur de pont :  $L = 18$  m
- Nombre de voies :  $N = 2$  Voies.
- divers en toit de 2,5%, et -2,5%.

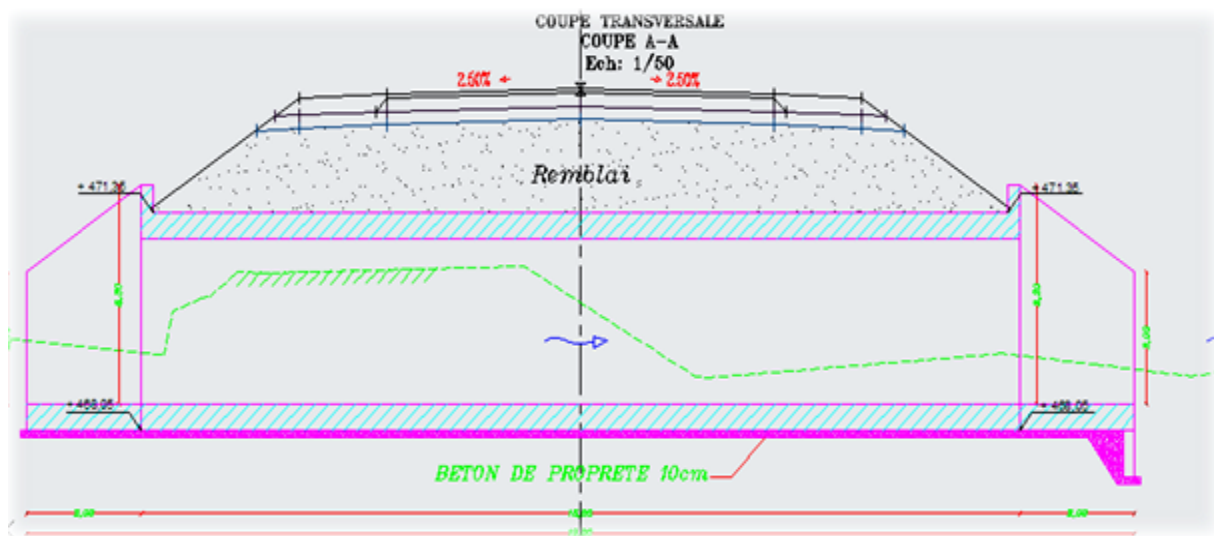


Figure (IV) : Le profil en travers de l'ouvrage étudié.

## Introduction

Les ouvrages à une travée de type pont-portique constituent la majorité des franchissements en passage inférieur, lorsque la largeur de la voie franchie est modérée (jusqu'à une vingtaine de mètres) et lorsque le biais du franchissement n'est pas trop accusé. Ces ouvrages sont dans leur majorité coulés en place. Cependant, leur conception rustique est également adaptée à une préfabrication qui peut porter sur l'ensemble de l'ouvrage ou seulement sur certaines de ses parties (piédroits ou murs de tête par exemple). De plus, 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.

Au cours de ce chapitre, nous allons discuter de certains notions sur le PIPO, ainsi ses domaines d'emploi, ensuite ses systèmes surcharges  $A(l)$ ,  $B (B_c, B_t, B_r)$ ,  $M_{c120}$ ,  $M_{e120}$  [01].

### I-1-Définition d'un PIPO

Le PIPO (passage inférieur en portique ouvert) est l'extension du PICF (passage inférieur cadre fermé). Il s'en distingue pour le fait qu'au lieu de constituer un cadre, fonde sur un radier, ce portique est constitué de deux piédroits fondés sur semelles (ou sur pieux) reliés par une traverse.

Ils comportent les mêmes ouvrages de tête que les cadres : murs en ailes ou murs en retour. Il peut aussi comporter des murs poids.

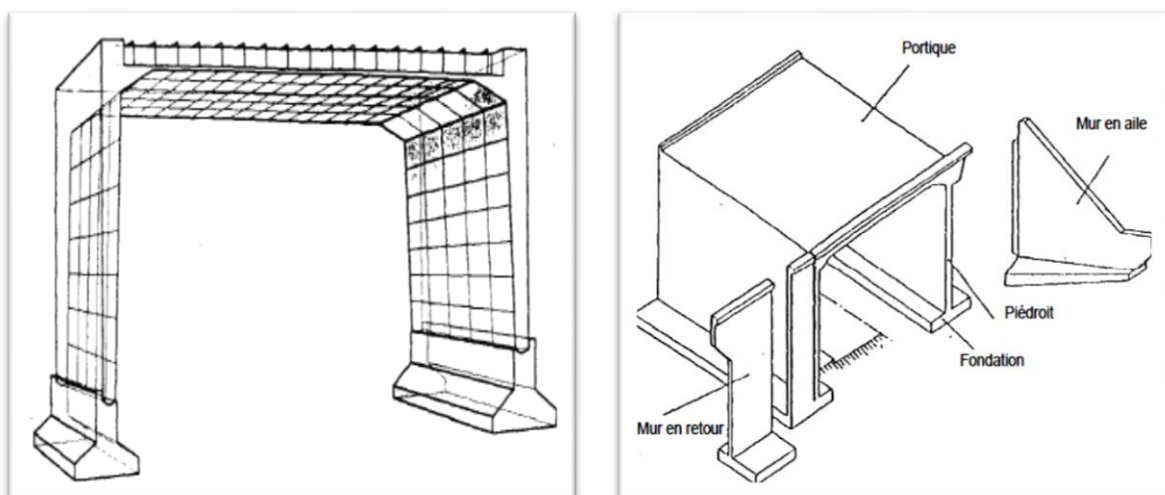


Figure (1-1) : Représentation schématique d'un PIPO.

**I-2-Domaine d'emploi d'un passage inférieur en portique ouvert**

Les portiques ouverts ont un domaine d'emploi plus large que les cadres fermés.

- L'ouverture droite va de 8 à 20 mètres (en général elle est plutôt supérieure à 10 mètres, les cadres étant souvent plus économique pour les ouvertures inférieures) ;
- L'ouverture biaise doit être limitée à 22 mètres ;
- Le sol de fondation doit être suffisant pour permettre des semelles superficielles ( $\sigma_{adm} > 2 \text{ kg / cm}^2$ ) ;
- Le biais doit rester modéré ;

Cependant, devant l'intérêt des portiques ouverts, on a mis au point un programme complémentaire pour les portiques ouverts de biais prononcé. Les portiques biais sont aussi plus économiques que les dalles biaises sur culées remblayées (ou un trois travées), d'environ 20 à 25 % du cout de l'ouvrage (têtes non comprises) si :

- La portée mesurée selon le biais mécanique et inférieure à 20 mètres.
- La portée mesurée selon le bord libre est inférieure à 35 mètres.

Le problème portique sous remblai est le même que celui de PICF. Il est économique de maintenir un remblai moyen sur l'ouvrage (2 à 3 mètres), mais au delà, le surdimensionnement (et l'allongement de l'ouvrage) font croître le prix très rapidement.

On peut comme pour le PICF, limiter l'épaisseur du remblai en donnant un surgarbit à la voie à franchir ce qui augmente le cout du cadre et surtout de ses ouvrages de tête.

Le PIPO est un ouvrage sensible aux tassements différentiels et aux mouvements du sol. Il est donc essentiel d'avoir fait une étude de sol sérieuse, donnant des garanties suffisantes pour les tassements, et de mettre en place le remblai correctement (et symétriquement) derrière les piédroits.

De même que le PICF, le PIPO ne doit pas devenir trop long (plus de 20 à 25 mètres). En effet, pour telles longueurs, il apparaît comme une longue poutre creuse, que sa rigidité rend sensible aux tassements différentiels. Pour des longueurs supérieures, On doit le tronçonner en éléments, sous peine de voir les piédroits se fissurer. Notons cependant que ce tronçonnement est en principe interdit sous les chaussées, il doit donc avoir lieu sous les bandes séparatrices, ou sous remblai.

Le PIPO peut également être fondé sur pieux. Mais il devient alors un ouvrage relativement plus cher, et la comparaison avec d'autres types d'ouvrage est nécessaires (PICF si taux de travail est suffisant, PIDA si non).

### I-3-Dimensionnement

La densité des armatures est de 50 à 60 kg/m<sup>3</sup> dans les semelles, de 110 à 130 kg/m<sup>3</sup> dans les piédroits et de 110 à 120 kg dans la traverse.

Par rapport au PICF, le PIPO a l'avantage de permettre la réalisation des fondations sans qu'il soit nécessaire de détourner le cours d'eau, ou d'interrompre la circulation sur le chemin à franchir (moyennant des cintre adhoc). Il est en particulier impensable de faire un PICF pour franchir une voie ferrée ( comment réaliser le radier ? ) alors que le PIPO est très bien adapté .

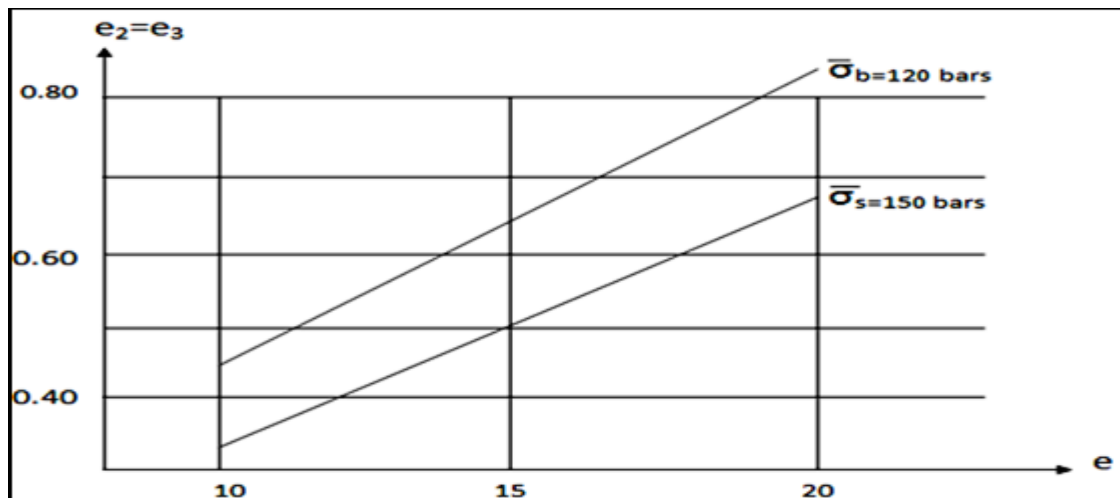


Figure (1-2) : Donnant les dimensions de l'ouvrage en fonction de la contrainte de béton et la longueur de la travée.

### I-4-Les avantages d'un passage inférieur en portique ouvert

- ✓ Possibilité de travailler sans déviation provisoire de la voie ou du cours d'eau franchi.
- ✓ Qualité et variété des parements.
- ✓ Plus de 100 configurations possibles.
- ✓ Un délai extrêmement réduit de pose.
- ✓ Facilité d'exécution.
- ✓ Monolithiques, en ce sens que les traverses et les piédroits forment un tout.
- ✓ Ne nécessitent ni joints de chaussée ni appareils d'appui, ce qui leur confère une grande facilité d'entretien [01].

**I-5-Les inconvénients d'un passage inférieur en portique ouvert**

- ✓ On ne peut les réaliser pour hauteur  $\leq 3$  m.
- ✓ Cher au m<sup>2</sup>.
- ✓ 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.

**I-6-Les charges et les surcharges d'un PIPO**

**I-6-1-La charge permanente :**

Les actions permanentes appliquées sur l'ouvrage peuvent être citées comme suit :

- Le poids propre de la structure avec équipement :

Béton armé :  $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$  ( $P_v = 2,5 \text{ t/m}^3$ ).

Béton de propreté :  $22 \text{ KN/m}$ .

Pour déterminer le poids propre du tablier, le consultant a procédé à un découpage en plusieurs sections régulières des éléments constitutifs du tablier.

Le poids de la dalle de transition et de la plate-forme routière qu'elle supporte.

- Garde-corps : effort horizontal :  $2500 \text{ N/ml}$  [03].

**I-6-2-Les Systèmes des surcharges**

**I-6-2-1-Surcharge A (l) :**

Ce système est constitué d'une charge uniformément répartie, dont l'intensité est en ( $\text{kg/m}^2$ ) et donnée par la formule :

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{l+12} \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

L = longueur surchargée en mètres.

La surcharge A(l) doit être majorée par un coefficient de dégressivité transversale  $a_1$  dépendant de la classe du pont et du nombre de voies chargées et d'un coefficient d'uniformisation calculé à l'aide du tableau I :

Nombre des voies chargées		1	2	3	4	$\geq 5$
Classe du pont	1 <sup>ère</sup>	1	1	0.9	0.75	0.70
	2 <sup>ème</sup>	1	0.9	-	-	-
	3 <sup>ème</sup>	0.9	0.8	-	-	-

**Tableau (1-1) : Coefficient de dégressivité transversale  $a_1$  de A(l).**

En outre, lorsque la valeur de la charge calculée après l'application du coefficient  $a_1$  est inférieure à  $(400 - 0.2 L)$ , on prend en compte cette dernière valeur.

L'expression  $(400 - 0.2 L)$  donne des valeurs  $> a_1 * A(l)$  et doit donc être prise en compte, lorsque la longueur chargée  $l$  est comprise entre les valeurs du tableau suivant données en fonction du coefficient  $a_1$ .

<b><math>a_1</math></b>		<b>1</b>	<b>0.9</b>	<b>0.8</b>	<b>0.75</b>	<b>0.70</b>
<b>Longueur chargée L(m)</b>	<b>Supérieur à</b>	<b>343</b>	<b>200</b>	<b>141</b>	<b>121</b>	<b>103</b>
	<b>inférieure à</b>	<b>495</b>	<b>753</b>	<b>927</b>	<b>1005</b>	<b>1080</b>

**Tableau (1-2) : Coefficient de dégressivité transversale  $a_1$  de A(l).**

La charge  $A_1 = a_1 A$  obtenue ainsi doit être multipliée par  $a_2 = \frac{V_0}{V}$ .

$V$  = largeur d'une voie

$V_0 = 3,5$  m – pont de première classe.

$V_0 = 3,0$  m – pont de deuxième classe.

$V_0 = 2,75$  m – pont de troisième classe.

La charge  $A_2 = a_2 A_1 = a_1 a_2 A$  ainsi obtenue est appliquée uniformément sur toute la largeur de chacune des voies considérées.

**I-6-2-2-Système de charge routières B**

Il inclut le camion type Bc, le roue isolée Br et le tandem d'essieux Bt. Les deux premiers systèmes Bc et Br s'appliquent à tous les ponts quelle que soit leur classe ; le système Bt ne s'applique qu'aux ponts de première ou de deuxième classe.

Les charges du système B sont frappées de majorations dynamiques et le coefficient de majoration applicable aux trois systèmes Bc, Br, Bt et le même pour chaque élément d'ouvrage.

Le coefficient de majoration dynamique relatif à un tel élément est déterminé par la formule :

$$\delta = \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4(\frac{G}{S})}$$

$L$  = la longueur de l'élément exprimée en mètres.

$G$  = la charge permanente du tablier.

$S$  = sa charge B maximale.

**1. Système Bc (camion type) :**

Le système Bc est constitué de camions types de 30 t (un essieu avant de 6t et deux essieux arrière de 12 t) qui répond aux caractéristiques suivantes :

Masse totale	30	[t]
Masse portée par chacun des essieux arrière	12	[t]
Masse portée par l'essieu avant	6	[t]
Longueur d'encombrement	10,5	[m]
Largeur d'encombrement	2,5	[m]
Distance des essieux arrière	1,5	[m]
Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière	4,5	[m]
Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu	2	[m]
Surface d'impact d'une roue arrière : carré de coté	0,25	[m]
Surface d'impact d'une roue avant : carré de coté.	0,2	[m]

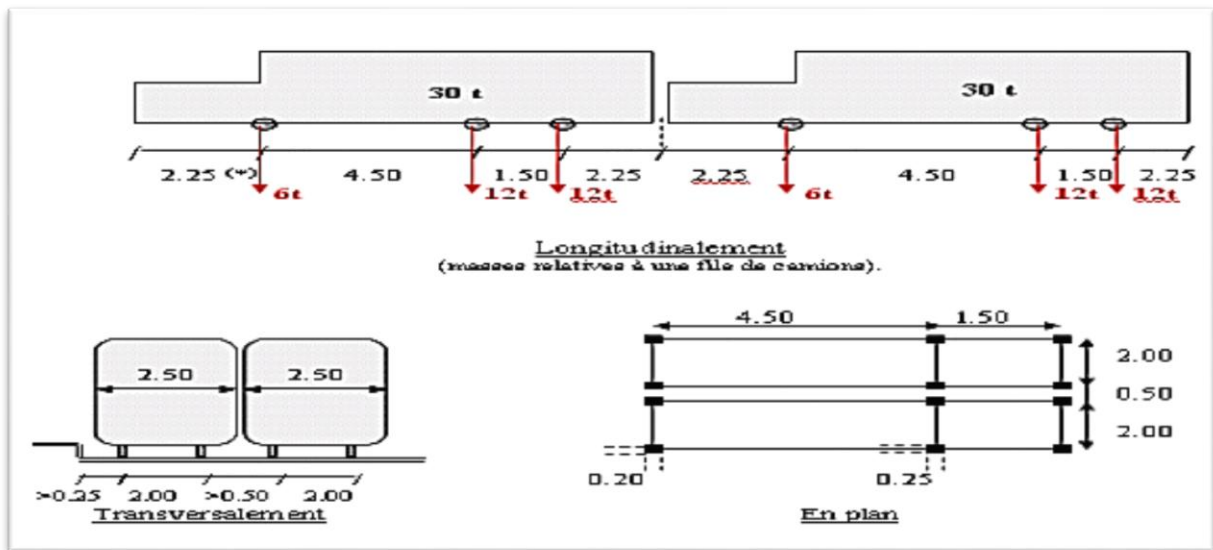


Figure (1-3) : Système de charge Bc.

On peut disposer transversalement sur la chaussée autant de files de camions Bc que la chaussée comporte de voies de circulation et longitudinalement le nombre de camions par file est limité à 2.

La position la plus défavorable de charge Bc sur le modèle de calcul se trouve :

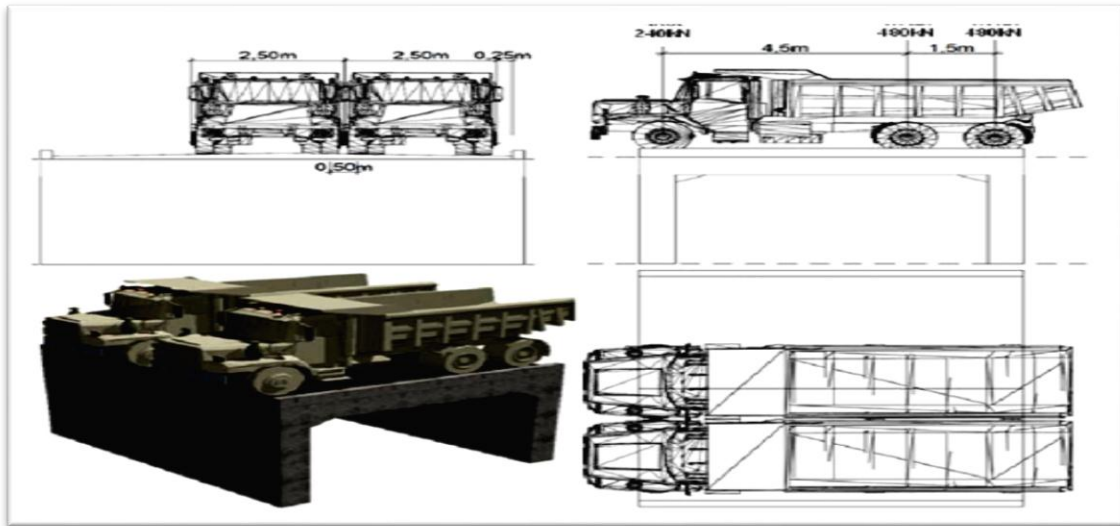


Figure (1-4) : Situation la plus défavorable de la charge  $B_c$ .

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

Nombre de files considérées		1	2	3	4	$\geq 5$
Classe du pont	1 <sup>er</sup>	1,20	1,10	0,95	0,80	0,70
	2 <sup>eme</sup>	1,20	1,00	–	–	–
	3 <sup>eme</sup>	1,00	0,8	–	–	–

Tableau (1-3) : Les valeurs du coefficient  $b_c$ .

## 2. Système $B_r$ (roue isolée)

Il s'agit d'une roue isolée de 10 t pouvant être placée n'importe où sur la largeur roulable. Cette surcharge n'est pas affectée d'un coefficient de pondération.

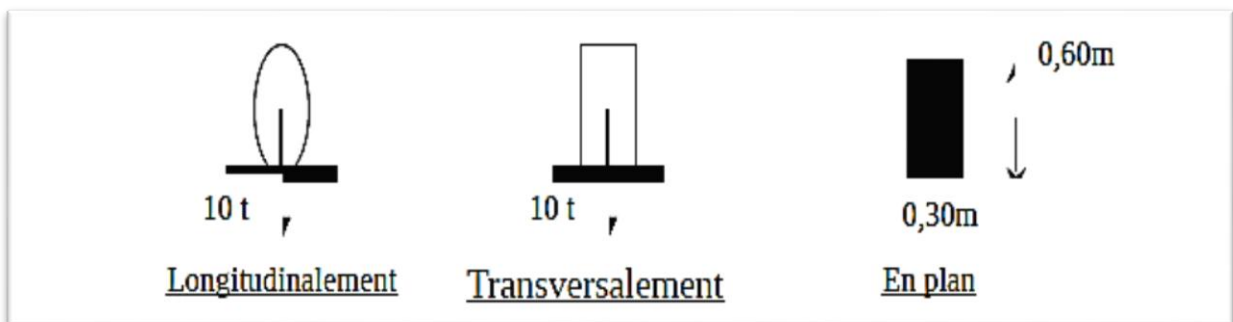


Figure (1-5) : Le système  $B_r$ .

Pour flexion transversale, le coefficient de majoration dynamique sera fonction de l'élément sollicité. Sa surface d'impact est un rectangle uniformément chargé de 0,60 m de côté transversal et de 0,30 m de côté longitudinal.

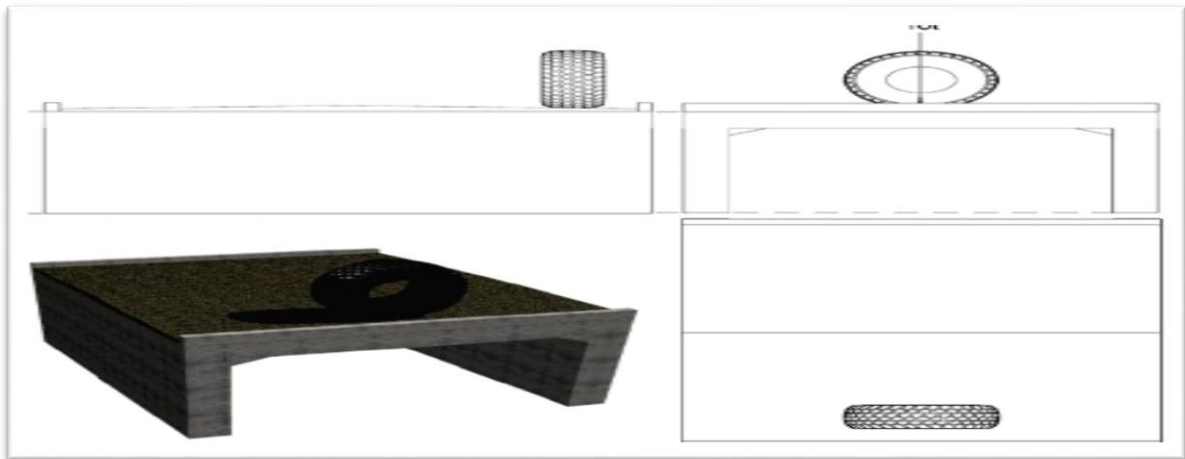


Figure (1-6) : Situation défavorable du système de charge  $B_r$ .

### 3. Système $B_t$ :

Le sous système  $B_t$  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 (2) dans le sens transversal ;
- Le nombre de camions est limité à (1) dans le sens longitudinal.

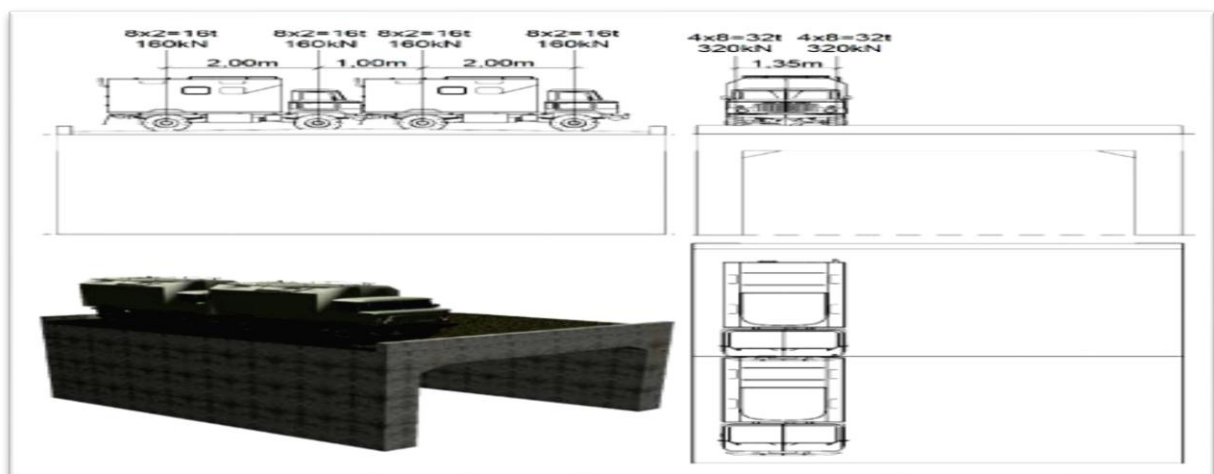


Figure (1-7) : Cas de charge défavorable du système  $B_t$ .

Il est affecté d'un coefficient de pondération  $b_t$  :

Classe du pont	1 <sup>ère</sup>	2 <sup>ème</sup>
Coefficient	1	0,9

Tableau (1-4) : Les valeurs du coefficient  $b_t$ .

Et répondant aux caractéristiques suivantes :

Masse portée par chaque essieu	16	[t]
Distance des deux essieux	1,35	[m]
Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu	2,00	[m]
Surface d'impact de chaque roue :		
- Transversalement	0,60	[m]
- Longitudinalement	0,25	[m]

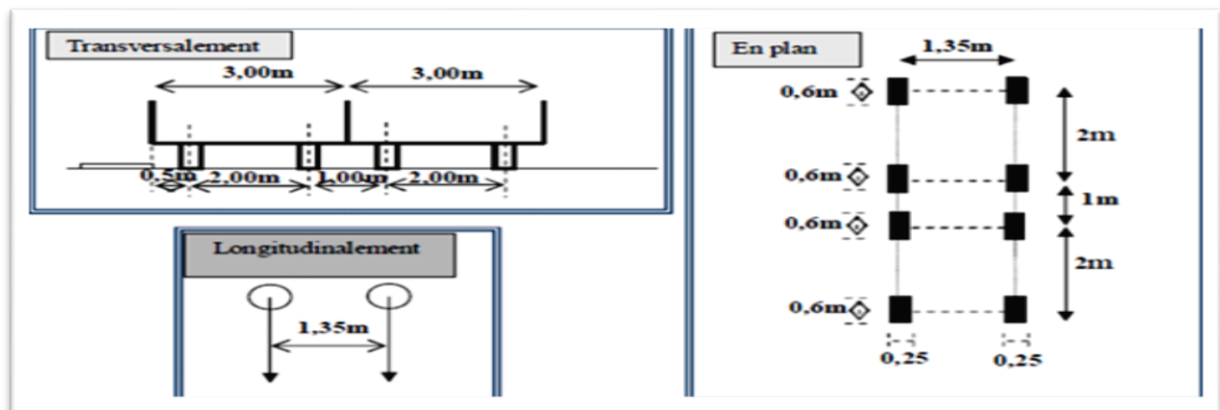


Figure (1-8) : Système  $B_t$ .

### I-6-2-3-Charge militaires

Les véhicules types militaires sont constitués de deux types : convoi  $M_{80}$  et  $M_{120}$  et sont souvent plus défavorables que les systèmes A et B pour les éléments de couverture (dalles) ou d'ossature des tabliers. Les effets des chars  $M_{120}$  étant plus défavorables que ceux développés par le  $M_{80}$ , nous nous limiterons, dans ce qui suit, à l'étude des cas de charges dues aux convois  $M_{120}$ .

#### 1. Système $M_{c120}$ :

Un véhicule type du système  $M_{c120}$  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]

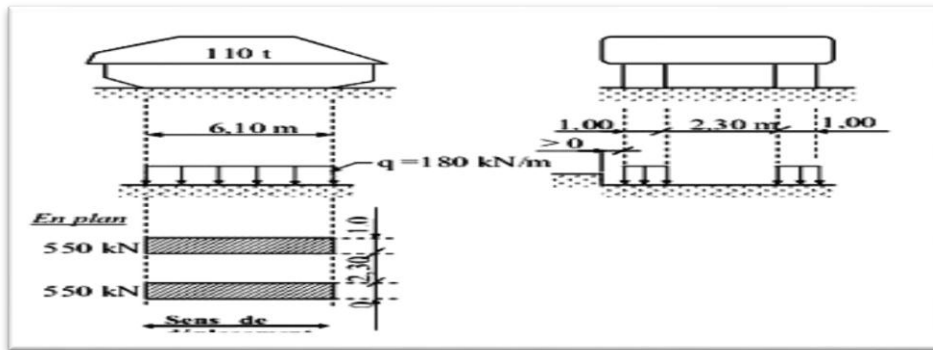


Figure (1-9) : Convoi militaire Mc<sub>120</sub>.

Il ne pas possible de placer plus d'un char par travée 6,3 m de long, car dans un convoi de surcharges militaires, la distance entre chars est de 36,60 m.

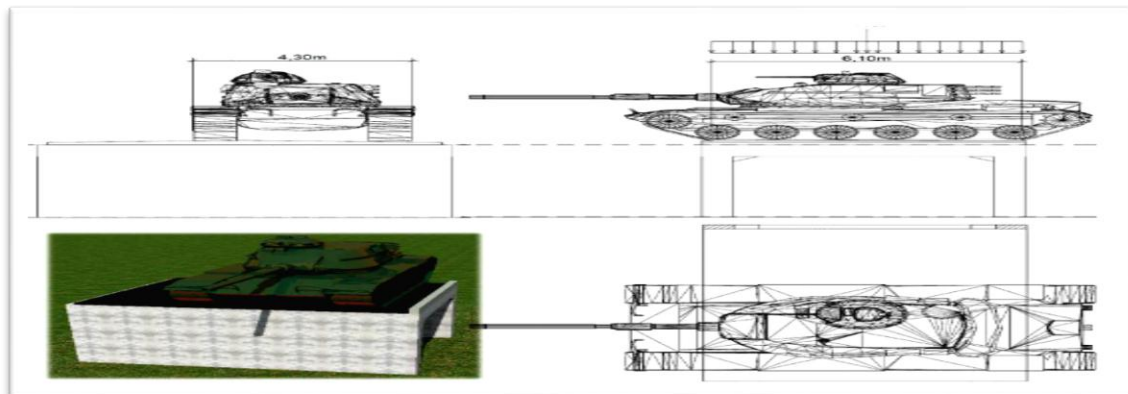


Figure (1-10) : charge du convoi Mc<sub>120</sub>.

## 2. Système Me<sub>120</sub> :

Les deux essieux qui constituent le système Me<sub>120</sub> sont distants de 1.80 m d'axe en axe et sont assimilés chacun à rouleau. Chaque essieu porte une masse de 33 tonnes, sa largeur est un rectangle uniformément chargé dont le coté transversale mesure 4 m et le coté longitudinal 0.15 m.

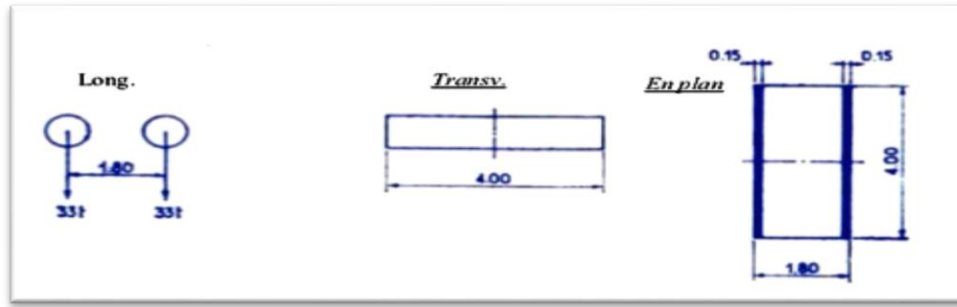


Figure (1-11) : Système Me<sub>120</sub>.

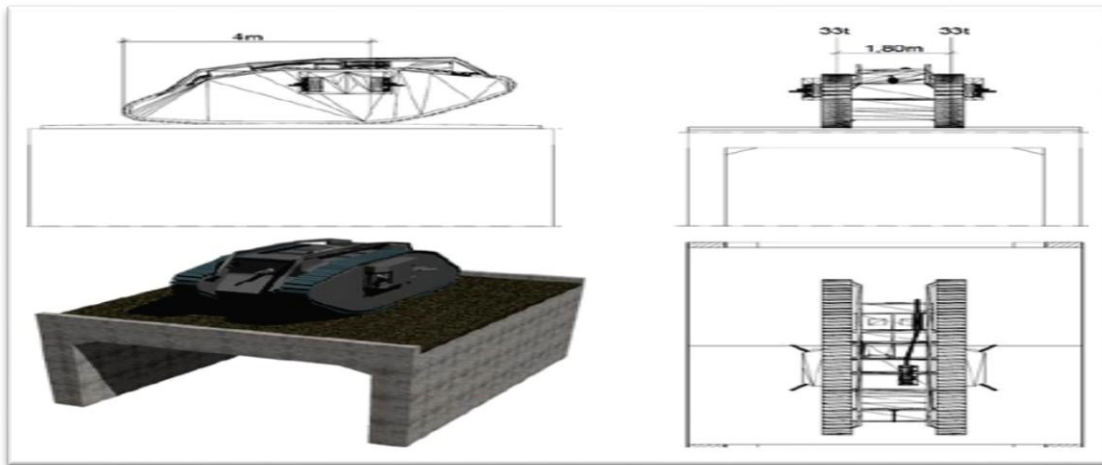


Figure (1-12) : Cas de charge défavorable du convoi Me<sub>120</sub>.

**I-7-Les combinaisons d'action**

Le calcul des sections d'aciers dans les poutres s'est fait à l'état limite de service (ELS) la fissuration est préjudiciable. L'effort tranchant est calculé à (l'ELU). Ce calcul se fera selon les règles du BAEL 91.

$$ELU : 1,35G + \max \left( 1,60 * \max \begin{pmatrix} A(l) \\ Bc \\ Bt \\ Br \end{pmatrix} ; 1,35 * \max \begin{pmatrix} Mc120 \\ Me120E \end{pmatrix} \right) + 1,6 * trottoir$$

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

**Conclusion**

Les passages inférieurs en portique ouvert constituent un type d'ouvrages très répandu et destiné au franchissement des routes ou des cours d'eau de faible importance.

Dans cette première partie nous avons tenté de présenter l'essentiel notions sur le PIPO par la suite ses domaines d'emploi et ses dimensionnement, enfin les surcharges.

## Introduction

La résolution des problèmes de la construction des ouvrages qui pourraient résister, dans une certaine marge admissible de sécurité à des secousses sismiques probables, ne peut se faire sans une bonne connaissance des caractéristiques du mouvement sismique.

Au cours de ce chapitre, nous discuterons de certains termes et notions couramment utilisés et des importances qui résident dans les définitions des paramètres qui doivent décrire le mouvement sismique ainsi que la marge d'incertitude qui accompagne la détermination de ces paramètres[4].

### II-1-Définition d'un séisme

Un séisme ou un tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant rejouer des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint [5].

### II-2-Les caractéristiques principales d'un séisme

Un séisme est caractérisé par :

#### II-2-1-Faille

En géologie, une faille est une cassure de la croûte terrestre qui s'accompagne d'un déplacement des deux compartiments ainsi créés. Sa mesure relative correspond au « rejet ». L'apparition de failles trahit l'existence de contraintes tectoniques en un lieu donné, qui sont une conséquence directe de la tectonique des plaques[6].

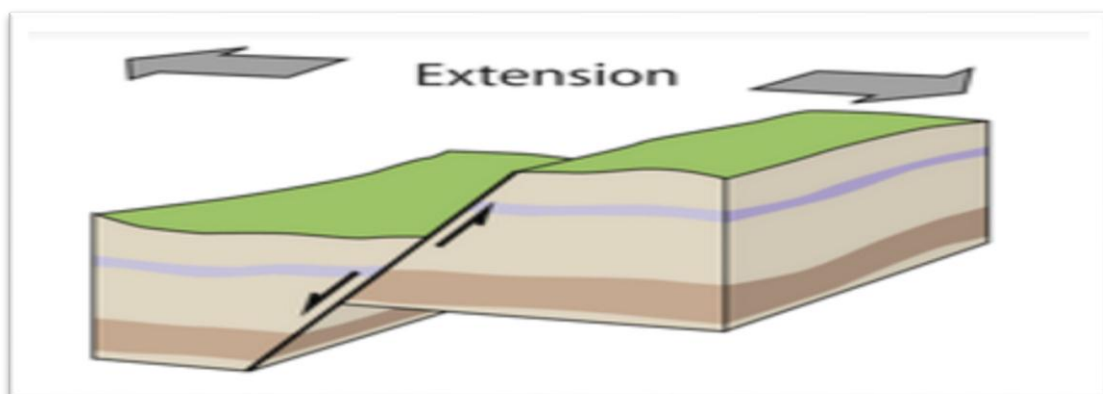


Figure (2-1) : Représentation schématique d'une faille.

Il existe trois types de failles : les failles normales, inverses et décrochantes.

### 1. Faille normale

Normale survient quand les deux compartiments sont tirés dans des directions opposées. La masse rocheuse qui se situe au-dessus de la faille (elles sont rarement verticales) tend alors à descendre.

### 2. Faille inverse

Apparaissent dans la situation contraire, lorsque les deux compartiments sont comprimés l'un contre l'autre. Dans ce cas, la masse rocheuse surplombant la faille monte.

### 3. Faille décrochante

Sont le résultat d'un coulissement dans le plan horizontal d'un compartiment par rapport à l'autre. Dans ce cas, les failles sont à dominante verticale.

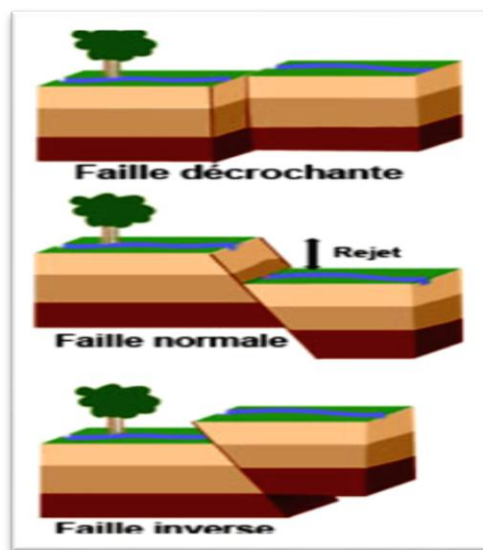


Figure (2-2) : Représentation schématique Les trois principaux types de failles.

#### II-2-2-Foyer

C'est la région de la faille où se produit la rupture et d'où partent les ondes sismiques[7].

#### II-2-3-épicentre

Point situé à la surface terrestre à la verticale du foyer et où l'intensité est la plus importante.

**II-3-Paramètre caractéristiques du mouvement sismique**

Les autres paramètres utilisés pour classer un séisme sont la magnitude et l'intensité :

**1. Intensité**

L'intensité mesure l'importance d'un séisme en un lieu donné d'après les manifestations ressenties par la population et les dégâts qu'il a provoqués, pour un séisme donné, l'intensité dépend la distance à l'épicentre, elle décroît quand cette distance augmente, mais des anomalies peuvent apparaître, dues à des conditions géologiques particulières et topographiques.

**2. Magnitude**

La magnitude, indicateur à fort impact médiatique, est un paramètre qui est très fréquemment encore aujourd'hui l'objet de discussion. Pour un même séisme, il est un fait que la valeur de la magnitude varie suivant le pays et l'institut qui la fournit, un même institut pouvant d'ailleurs fournir plusieurs valeurs distinctes de magnitudes.

**II-4- Aléa sismique**

L'aléa sismique d'une région ou d'un site donné définit les caractéristiques des mouvements sismiques susceptibles de s'y produire dans le futur en tenant compte de la durée de vie des constructions concernées et des types d'activité qui y sont réalisées.

**II-5- Vulnérabilité**

La vulnérabilité d'une construction définit la sensibilité d'une construction à l'action sismique; on la caractérise par un indice lié à la géométrie (dimensions, hauteur, forme en plan, caractéristiques architecturales) et aux matériaux de la construction. Cette notion de vulnérabilité inclut l'importance des bâtiments en termes de coût, mais aussi en termes de valeur immatérielle et de vies humaines menacées.

**II-6- Le risque sismique**

Le risque sismique lié à l'impact sur les constructions définit l'importance et le coût des dégâts que peut faire un séisme d'un niveau donné dans une construction donnée. Ce « risque sismique » est d'autant plus grand que l'aléa sismique et la vulnérabilité sont grands et on a :

$$\text{Risque sismique} = \text{aléa sismique} \times \text{vulnérabilités}$$

## II-7- Les ondes sismiques

On distingue deux grands types d'ondes émises par un séisme: les ondes de fond, celles qui se propagent à l'intérieur de la terre et qui comprennent les ondes S et les ondes P, et les ondes de surface, celles qui ne se propagent qu'en surface et qui comprennent les ondes de Love et de Rayleigh[8].

### 1. Ondes sismiques P

Les ondes « P » (primaires) sont des ondes de compression et qui se propagent dans tous les états de la matière. Les particules se déplacent selon un mouvement avant-arrière dans la direction de la propagation de l'onde.

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 :

- \*  $\lambda$  : est le module d'incompressibilité.
- \*  $G$  : est le module de cisaillement (ou rigidité).
- \*  $\rho$  : est la masse volumique.
- \*  $\nu$  : est Coefficient de Poisson.
- \*  $E$  : est Module d'élasticité dynamique [ $N/m^2$ ].

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

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

$\sigma$ : 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.

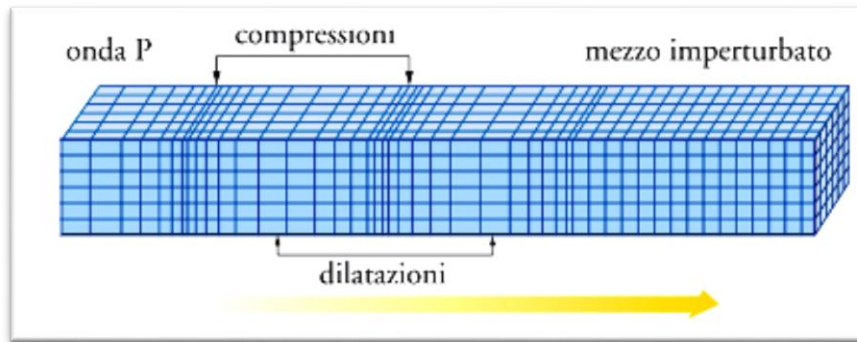


Figure (2-3) : Les ondes sismique P.

## 2. Ondes sismiques S

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

Où  $\nu$

\* G : est le module de cisaillement (ou rigidité),  $\nu$

\*  $\rho$  : est la masse volumique .

Les ondes S (secondaires) sont des ondes de cisaillement qui ne se propagent que dans les solides. Les particules oscillent dans un plan vertical, à angle droit par rapport à la direction de propagation de l'onde.

- La vitesse des ondes S est donnée par :

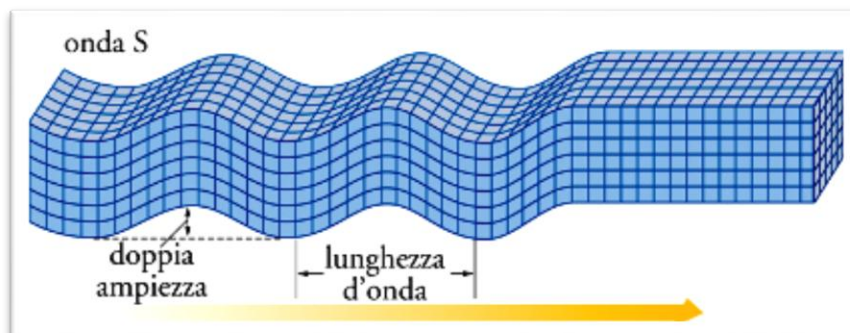


Figure (2-4) : Les ondes sismique S.

### 3. Ondes sismiques de Love

Les ondes de Love ou ondes L sont des ondes de cisaillement, comme les ondes S, mais qui oscillent dans un plan horizontal. Elles impriment au sol un mouvement de vibration latéral.

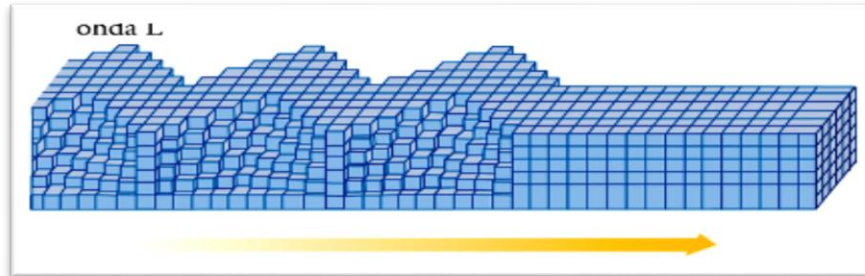


Figure (2-5) : Les ondes sismique Love (L).

### 4. Ondes sismiques de Rayleigh

Les ondes de Rayleigh sont assimilables à une vague, les particules du sol se déplacent selon une ellipse, créant une véritable vague qui affecte le sol lors des grands tremblements de terre.

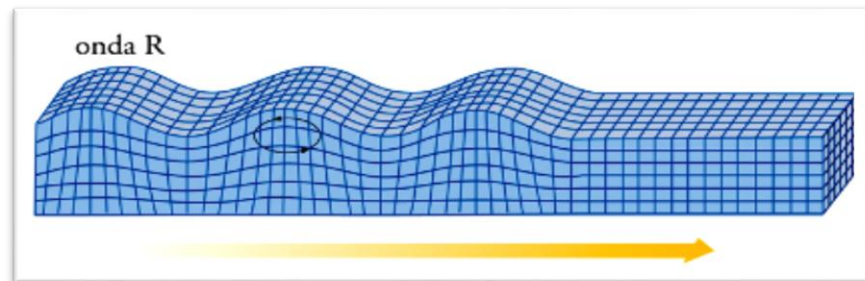


Figure (2-6) : Les ondes sismique Rayleigh (R).

#### II-8-L'accélérogramme d'un séisme

La variation de l'accélération du séisme dans le temps ainsi obtenue, corrigée et traitée s'appelle l'accélérogramme du séisme et servira de base pour les calculs sismiques. Les principales caractéristiques d'un accélérogramme sont la valeur de son accélération maximale, sa durée et son contenu fréquentiel [9].

#### II-9- Accélération maximale

L'accélération max exprimée en fonction « g », la vitesse et le déplacement maximale « d ». Dans un accélérogramme fig. (1-8) on peut distinguer quatre phases différentes :

(1) Une phase initiale pendant laquelle les accélérations sont faibles de 0 à 4 secondes.

- (2) une phase à fort niveau d'accélération entre 4 et 12 s.
- (3) une phase modérée entre 12 et 38 s.
- (4) une phase très faible de retour progressif au repos après 38 secondes.

Pour les études, les phases (1) et (4) sont à éliminer.

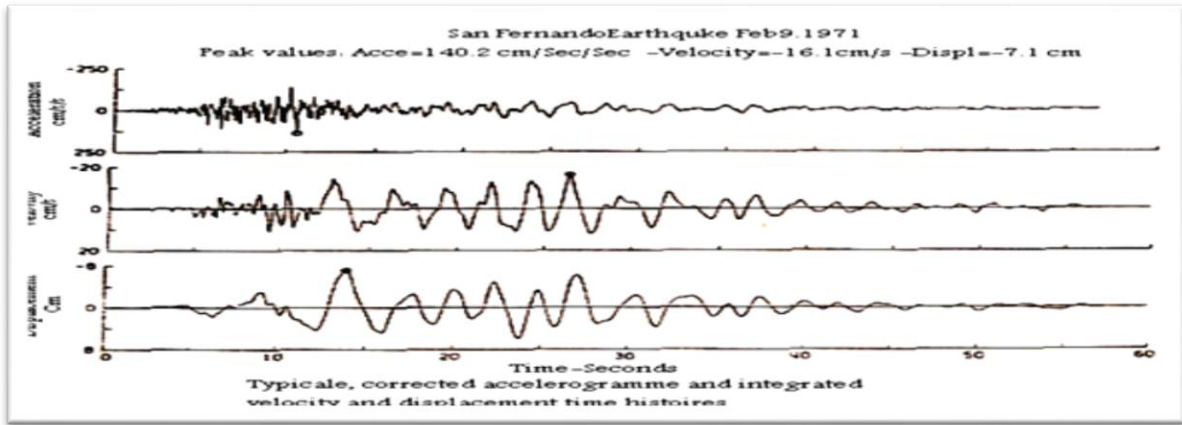


Figure (2-7) : Les différentes phases d'un accélérogramme.

### II-10-Durée d'un séisme

La durée d'un mouvement sismique est le facteur important de destruction en zone épiscopentrale. On emploie quelques fois cette durée comme mesure des dégâts possibles. Cette durée dépend de la taille de la faille et la durée de la rupture. C'est le graphique de (Husit Plot) qui est le plus utilisé pour définir la durée effective ainsi que d'autres paramètres des vibrations sismiques reliés au temps.

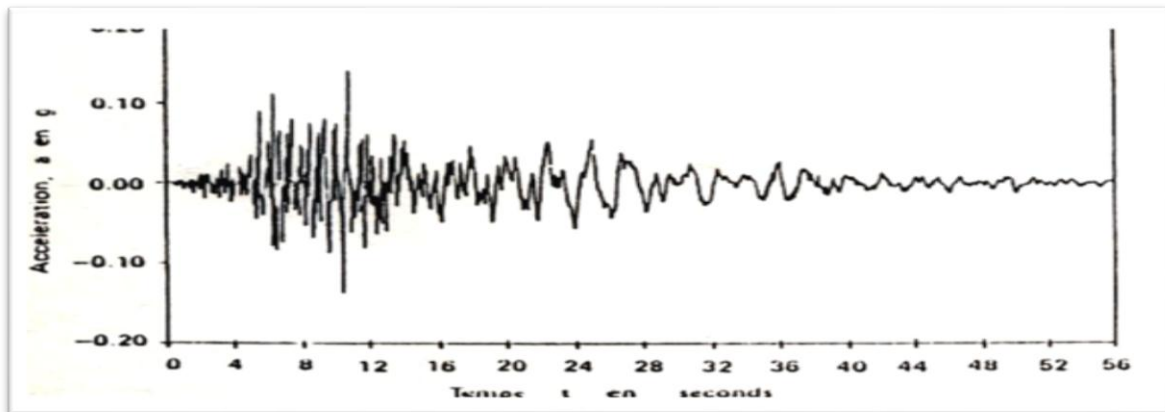


Figure (2-8) : Graphique de Hussit ; la définition de la durée effective d'après Brady (1975) et Dobry et al (1978).

### II-11-Le spectre de réponse

Le spectre de réponse associé à un accélérogramme s'obtient en traçant la courbe de réponse maximale de différents, C'est-à-dire, il est une interprétation graphique du déplacement maximal d'un oscillateur simple lorsqu'il est soumis à un séisme donné; en fonction de la fréquence, l'amplitude maximale du déplacement, de la vitesse ou l'accélération d'une série d'oscillateurs simples fréquences propres différentes.

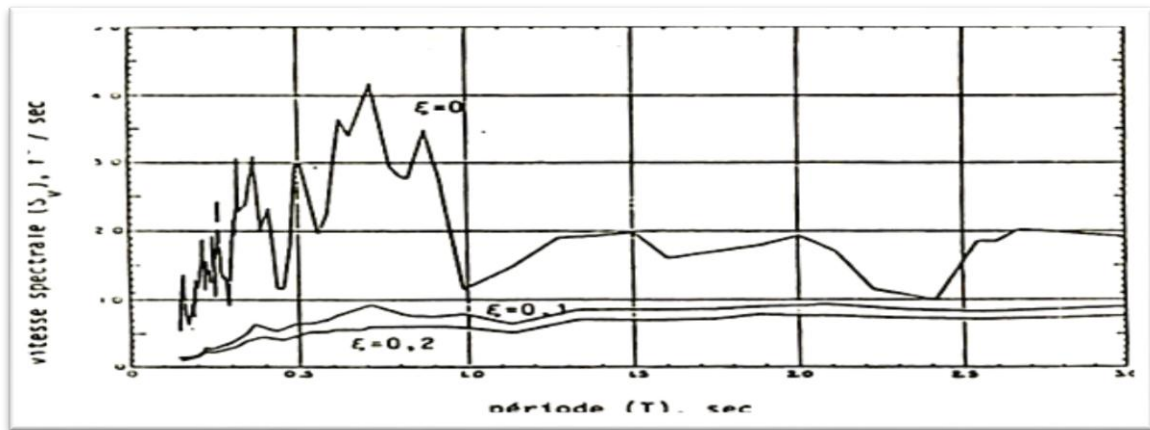


Figure (2-9) : Spectre de réponse en pseudo vitesse (Elcentro, californie mai 1944, composante NS).

### II-12-Mouvements sismiques du champ libre et interaction sol-structure

Les vibrations de la surface du sol dues aux mouvements sismiques en l'absence de l'influence de toute construction, étant définies comme mouvement sismique dit de champs libres. Le phénomène d'interaction sol structure correspond à une perturbation du mouvement incident sous l'effet du mouvement propre de la structure, perturbation, d'où il résulte que le mouvement de l'interface de contact sol structure n'est pas le mouvement dit de champs libres. L'interaction est d'autant plus forte que la structure est rigide et le sol déformable. D'autant plus faible que la structure est souple et que le sol est rigide. L'évaluation de l'interaction sol structure et l'influence de celle-ci sur les enregistrements sismiques mérite ainsi plus de considération.

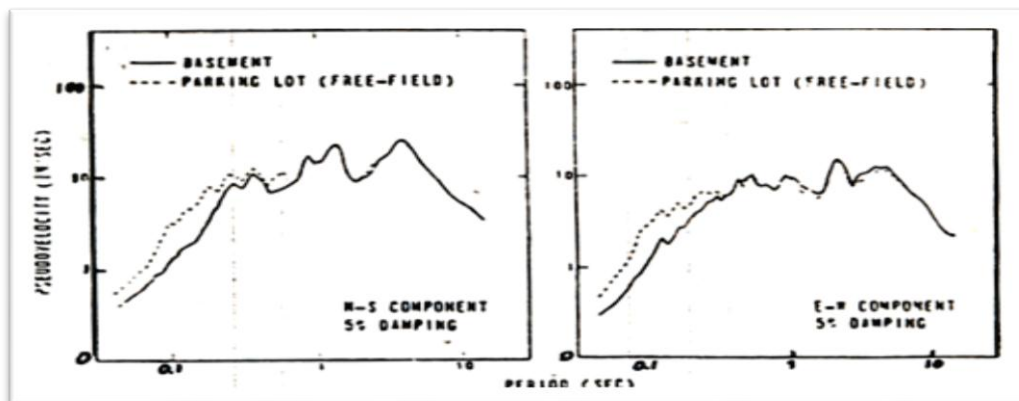


Figure (2-10) : Comparaison des spectres du champ libre et au sein du bâtiment d'après Crouse



**Conclusion**

Ce chapitre a pour but de clarifier au lecteur comment se produit un séisme, et quels sont les risques de celui-ci sur un ouvrage, ainsi que l'importance de la micro-zonation des zones sujettes à des séismes d'importance moyenne à grande afin de parvenir à une démarche cohérente pour la conception, le calcul et la réalisation de constructions parasismiques.

**Introduction**

Dans le domaine du génie civil, l'objectif fondamental des analyses d'interaction sol-structure, est de déterminer l'influence réciproque du sol et de la structure sur leur comportement mécanique lors d'un séisme.

Les forces d'inertie développées dans la structure lorsqu'elle est soumise à un mouvement de son support, qui sont exercés par la structure sur sa fondation. On a également étudié les mouvements du sol support lorsque les ondes sismiques se propagent dans celui-ci avant d'atteindre l'ouvrage dont on cherche à étudier la réponse. La question se pose de savoir comment ces deux phénomènes interagissent et dans quelle mesure le mouvement du support est affecté par la réponse de la structure, dont la réponse sera elle même modifiée par le mouvement du support. Le terme générique regroupant l'étude de ces phénomènes est désigné dans la littérature sous le nom d'interaction sol-structure.

Ainsi, Le mouvement de la fondation est différent du mouvement du champ libre du fait des différences de rigidité entre la fondation et le sol encaissant: le champ d'ondes incident est réfléchi et diffracté par la fondation et donc modifie le mouvement total du sol au voisinage de celle-ci. Ce phénomène est connu sous le nom d'interaction cinématique. Par ailleurs, le mouvement induit sur la fondation développe des oscillations de la superstructure et donc donne naissance à des forces d'inertie qui sont retransmises à la fondation sous forme de forces et de moments. Ce phénomène est connu sous le nom d'interaction inertielle. De toute évidence, le dimensionnement de la fondation doit tenir compte de ces deux composantes de l'interaction.

Finalement, Ce chapitre nous allons présenter le phénomène d'interaction sol structure, ainsi que ses principaux concepts : interaction cinématique, interaction inertielle et les types d'amortissements, ensuite les différentes méthodes existantes pour prendre en compte l'ISS seront décrites et détaillées [12].

**III-1- Notion d'interaction sol-structure**

Est un phénomène de la modification de la réponse du sol (de la structure) par la présence de la structure (le sol). Cette phénomène important à considérer pour une bonne évaluation de la vulnérabilité des ouvrages situés en zone sismique et il couvre deux phénomènes physiques : interaction cinématique, interaction inertielle.

Les interactions sols-structures dépendent de l'ensemble des rigidités du sol, de la fondation et des structures. On distingue quatre modes d'interaction :

- Effets des mouvements de sol sur le comportement des structures.
- Action des structures sur le sol environnement.
- Interaction entre structures voisines par l'intermédiaire du sol.
- Effet du renforcement des sols [13].

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

#### III-2-1- Formulation d'un problème d'interaction

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 élément fini 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 (3-1) qui schématise un ensemble sol structure.

L'équation du mouvement s'écrit :

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = Q_f \quad (3-1)$$

- ✓  $M$  : matrice de masse ;
- ✓  $C$  : matrice d'amortissement du système ;
- ✓  $K$  : matrice de raideur du système ;
- ✓  $Q_f$  : le vecteur de charge.

En l'absence de structure, l'équation du mouvement du champ libre est analogue de par sa forme à l'équation (3-1) les indices  $f$  désignant les matrices masses, amortissement et raideur relative au seul champ libre, cette équation s'écrit :

$$M\ddot{u}_f + C\dot{u}_f + Ku_f = Q_f \quad (3-2)$$

Posant : Le déplacement total pour le problème d'interaction est alors donné par l'équation :

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

L'équation définit le déplacement d'interaction  $i$   $U_i$  qui satisfait l'équation :

$$M\ddot{u}_i + C\dot{u}_i + Ku_i = Q_i \quad (3-4)$$

Avec :

$$Q_i = [M - M_f] \ddot{u}_f + [C - C_f] \dot{u}_f + [K - K_f] u_f \quad (3-5)$$

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 (3-1) 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 noeuds communs à la structure et sol [14].

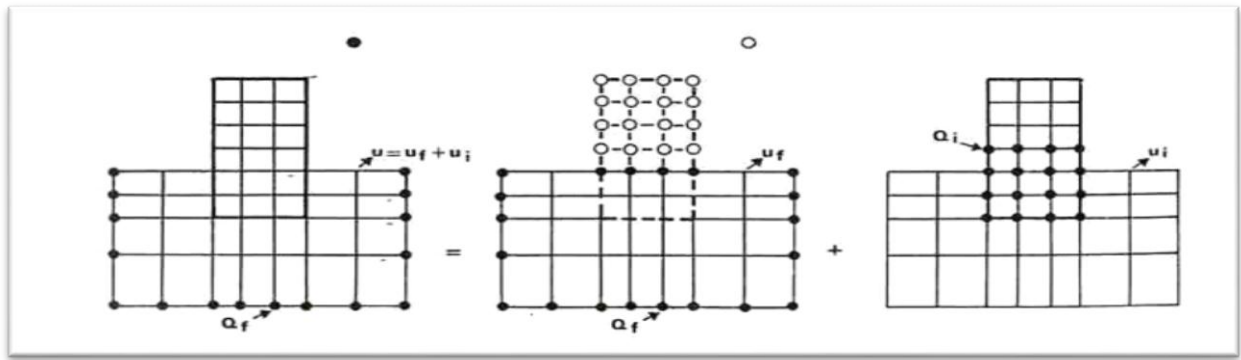


Figure (3-1) : Décomposition du problème d'interaction sol-structure.

### III-2-2- 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 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 [15].

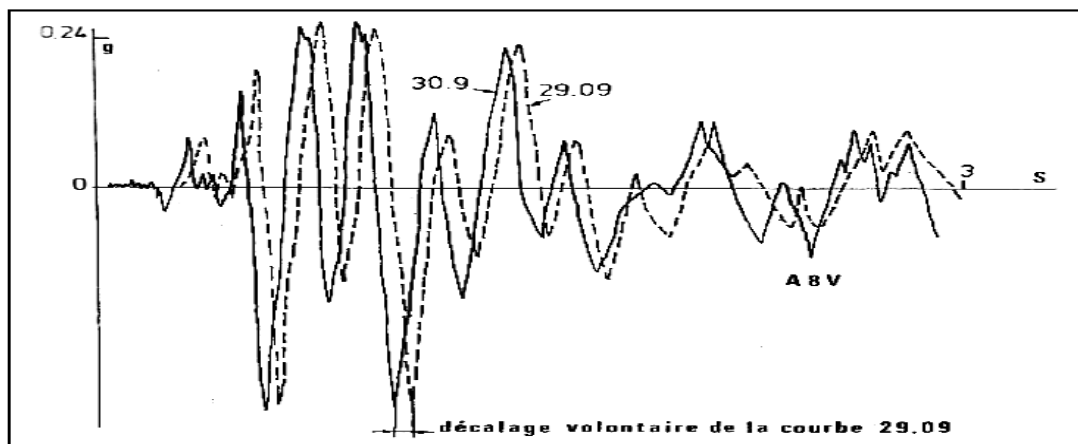


Figure (3-2) : Accélération en champ libre.

### III-3-Illustration de l'effet de l'interaction sol structure

#### III-3-1-Modèle 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 (3-3) 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, 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. Le système de la figure (3-3) possède 3 degrés de liberté :

- ✓ Le déplacement horizontal « $u$ » de la masse « $m$ » ;
- ✓ Le déplacement horizontal « $u_0$ » de la fondation ;
- ✓ La rotation « $\theta$ » de la fondation autour d'un axe horizontal.

Il est soumis à un déplacement horizontal du sol support, harmonique de pulsation « $\omega$ » et d'amplitude « $u_g$ » [16].

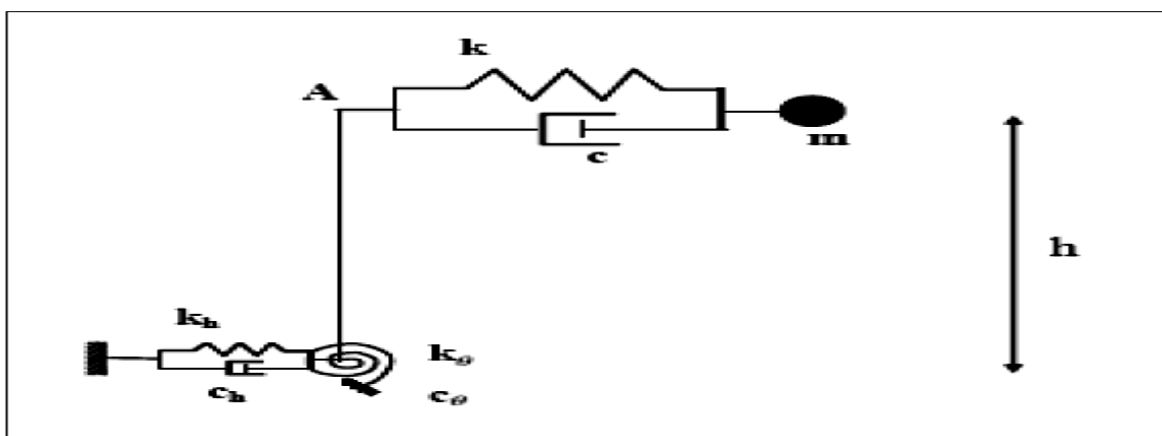


Figure (3-3) : Modèle simplifié d'interaction sol-structure.

### III-3-2-Influence de l'interaction sol structure

- 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.
- 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 [17].

### III-4-Comportement des sols sous sollicitations sismiques

Les lois de comportement décrivent les relations entre les contraintes  $\sigma_{ij}$  et les déformations  $\epsilon_{ij}$  dans un solide. Le modèle doit être simple et ne fait intervenir qu'un nombre limité de paramètres corrélables ou directement mesurable à partir des résultats d'essais courants de laboratoire. On distingue :

- Comportement élastique du sol.
- Comportement élastoplastique du sol [18].

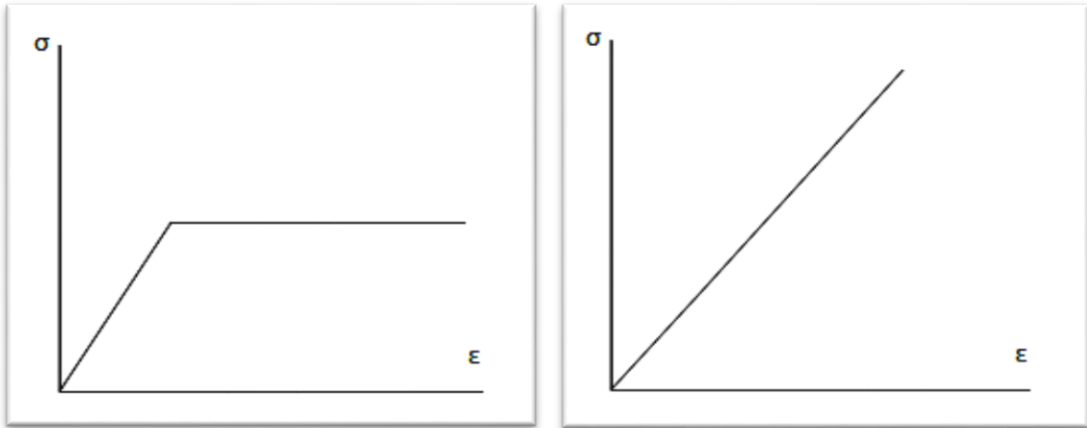


Figure (3-4) : modèle élastoplastique parfait. Figure (3-5) : modèle élastique de Hooke.

#### III-4-1-Comportement élastique du sol

Est celle qui relie linéairement les déformations aux contraintes, c'est l'élasticité linéaire donnée par la loi de Hooke.

Ce modèle est caractérisé par deux paramètres :

- le module de Young  $E$ .
- le coefficient de poisson  $\nu$  [19].

#### III-4-2-Comportement élastoplastique du sol

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 caractérisé par cinq paramètres :

- le module de Young  $E$ ,
- le coefficient de poisson  $\nu$ ,
- la cohésion  $c$ ,
- l'angle de frottement  $\phi$ ,
- L'angle de dilatance  $\Psi$ .

**III-4-3-Synthèse du comportement expérimental du sol**

Le sol se comporte différemment suivant le chemin de chargement. Globalement, la déformation d'un sol se compose de deux parties : isotrope et déviatoire. Avant d'aborder le comportement cyclique des sols, il est nécessaire d'étudier leur réponse sous chargement monotone à l'aide des essais de laboratoire. Ce type de chargement est caractérisé par une courbe « effort – déformation » qui est directement utilisée, pour rendre compte du comportement du sol en place.

On distingue dans le comportement du sol deux stades distincts :

- le stade des déformations limitées où un état de rupture du sol n'est pas atteint : la caractérisation du sol dans ce stade permettra de procéder au dimensionnement des ouvrages lors des séismes : calcul d'interaction sol – structure par exemple.
- le stade de la rupture, associé à la grande déformation, ce stade permet de s'assurer du non-rupture des sols de fondations : liquéfaction des sables.

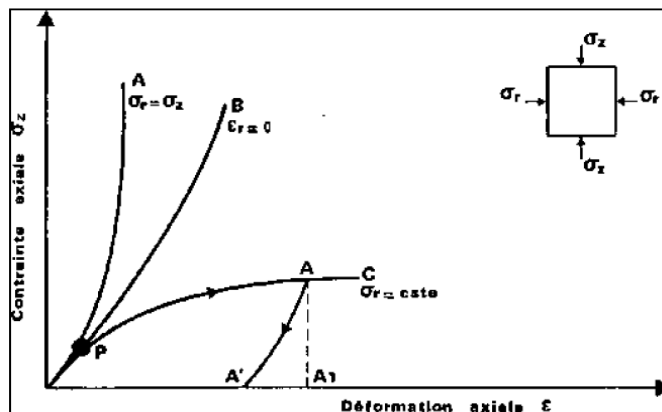


Figure (3-6) : Courbe effort déformation Chargement quasi statique monotone.

**III-5-Caractéristiques dynamiques des sols**

**III-5-1-Module de cisaillement maximal**

Le module de cisaillement, aussi appelé module de glissement, module de Coulomb, est une grandeur physique intrinsèque à chaque matériau et qui intervient dans la caractérisation des déformations causées par des efforts de cisaillement.

Donc le module de cisaillement maximal est défini :

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

$\tau$  = contrainte de cisaillement,

$\gamma_{max}$  = le déplacement latéral relatif,

A = l'aire sur laquelle la force agit,

F = La force appliquée,

L = L'épaisseur,

$\Delta_x$  = Le déplacement latéral.

### III-5-2-Détermination de $\tau_{max}$

On a vu que le module de cisaillement pour les petites déformations ( $\epsilon_0$ ) et la résistance ultime de cisaillement ( $\tau_{max}$ ) sont nécessaires pour évaluer la courbe de contrainte-déformation de cisaillement.

Critère de mohr-coulomb, par géométrie, on peut déduire une expression pour la résistance ultime en cisaillement  $\tau_{max}$  d'un sol :

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

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

$\varphi'$  = l'angle de frottement interne effectif,

$c'$  = la cohésion effective,

$k$  = le coefficient de pression des terres au repos.

### III-5-3-L'amortissement

L'amortissement est une grandeur fondamentale dans l'étude des problèmes vibratoires, et joue un rôle majeur dans la réponse des structures on peut le décomposer en deux points.

#### a- Amortissement interne ou structural :

Il engendre la principale dissipation d'énergie suite à la déformation des matériaux.

- Par un amortissement visqueux: caractérisant la dissipation d'énergie dans le domaine élastique et lié à la viscoélasticité des matériaux dépendant de la fréquence  $\zeta = \frac{c}{2\sqrt{km}}$ .
- Par un amortissement d'hystérésis: caractérisant dans le domaine inélastique indépendant de la fréquence  $M\ddot{u} + K(1 + 2\beta)U = P(t)$

$$\zeta_{eq} = \beta \frac{\omega_n}{\omega} : \text{Amortissement visqueux équivalent.}$$

#### b- Amortissement externe :

- par les frottements entre les éléments structuraux ;
- par l'interaction entre le sol et les fondations.

On traite l'amortissement externe et l'amortissement d'hystérésis comme un amortissement visqueux donnant lieu à la même dissipation d'énergie. Ainsi parle d'un amortissement total  $\zeta$  équivalent. [14].

$$\zeta = \frac{\textit{Amortissement critique}}{\textit{Amortissement effective}}$$

#### **III-5-4-L'amortissement radiatif (ou géométrique)**

L'amortissement géométrique augmente avec la fréquence d'oscillation. Il ne peut avoir lieu pour les fréquences inférieures à la fréquence propre du sol, ce qui se produit souvent dans le cas des couches meubles. Dans celles-ci, la dissipation d'énergie est due principalement à leurs déformations et augmente donc avec leur amplitude.

#### **III-6-Comportement sol-structure**

L'interaction dynamique entre le sol et les structures (IDSS) a fait l'objet de nombreuses études sous l'hypothèse de l'élasticité linéaire, bien que les effets de l'IDSS puissent être différents entre un système élastique et un système inélastique, il est bien connu que la limite d'élasticité du sol est normalement atteinte même pour de séismes relativement faibles. De nombreux indicateurs de comportement non-linéaire de la structure et du sol ont été proposés pour synthétiser leur fonctionnement lors du chargement sismique. Les effets non linéaires peuvent modifier la rigidité du sol à la base de la structure ainsi que la quantité d'énergie dissipée dans le sol. En conséquence, ignorer les caractéristiques non linéaires du sol dans l'interaction dynamique sol-structure peut conduire à des prédictions erronées de la réponse de la structure.

L'objectif est de développer une stratégie générale pour l'étude du problème de l'IDSS non-linéaire dans le contexte de l'analyse de la vulnérabilité sismique des structures [20].

#### **III-7-La liquéfaction**

Est un phénomène géologique généralement temporaire par lequel un sol saturé en eau perd une partie ou la totalité de sa portance, La liquéfaction d'un sol saturé et sans cohésion sous l'effet d'un mouvement sismique se traduit par une diminution de la rigidité du sol et de sa résistance en relation avec l'accumulation de la pression interstitielle et la réduction consécutive des contraintes effectives. Ces pertes de rigidité et de résistance sont susceptibles de produire des déformations permanentes significatives, voire une quasi-annulation de la contrainte effective dans le sol [21].

#### **III-8-Fonctions d'impédance**

L'interaction sol-structure en dynamique caractérisée usuellement par les fonctions d'impédance doit être prise en compte dès la conception des ouvrages tant pour les fondations de machine que pour les fondations d'ouvrages soumis à l'action sismique. Les fonctions d'impédance relatives à une fondation, un type de sol, et un mode de vibration représentent, sous excitation harmonique, la raideur dynamique complexe du sol.

Les fonctions d'impédance des modes de translation horizontale et de balancement sont représentées par un modèle discret dont les paramètres, indépendants de la fréquence, sont déterminés par des abaques ou des formules empiriques en fonction de la géométrie sol-fondation du problème.

Un amortisseur visqueux de caractéristiques dépendant hyperboliquement de la fréquence est utilisé pour rendre compte des effets (en basses fréquences) de l'amortissement interne de la couche de sol. Le modèle fréquentiel ainsi réalisé permet d'obtenir des réponses de structures en très bonne corrélation avec celles prenant en compte les fonctions complètes d'impédance [22].

### **III-9-Méthodes d'analyse de l'interaction sol-structure**

Pour prendre en compte l'effet de l'interaction sol-structure, nous distinguons deux catégories de méthodes qui sont respectivement les méthodes directes, les méthodes de sous-structures [12].

#### **III-9-1-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 :

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = F \quad (3-6)$$

Où  $M$ ,  $C$  et  $K$  désignent respectivement les matrices de masse, d'amortissement et de raideur du système,  $u$  représente le vecteur de déplacement du système,  $\dot{u}$  sa dérivée par rapport au temps dynamique, et  $F$  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 méthodes numériques, comme les méthodes des éléments finis et des différences finies, est pratiquement inéluctable.

#### **III-9-2-Méthodes de sous-structures**

Les méthodes de sous-structures, contrairement aux méthodes directes, se basent sur la décomposition du problème global en plusieurs sous-problèmes plus simples à traiter avant de faire appel au principe de superposition afin d'obtenir les résultats globaux. Il est à noter que ces méthodes, comme tout problème de superposition, ne sont applicables que pour des problèmes entièrement linéaires.

L'approche, en utilisant le principe de superposition de [Kausel et al. 1978] illustré dans la figure (3-7) pour le cas des fondations rigides, consiste en trois étapes successives.

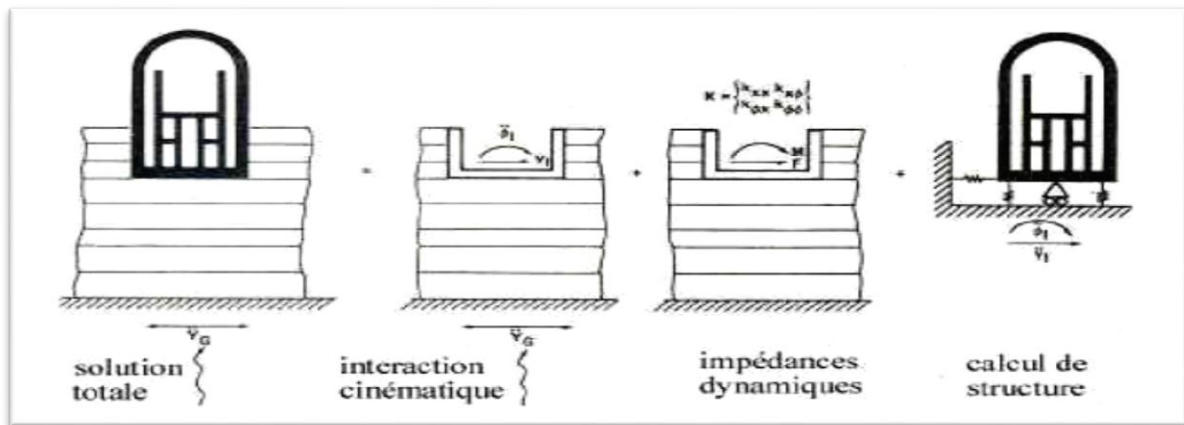


Figure (3-7) : Principe de superposition de Kausel.

### III-10-Interaction cinématique et interaction inertielle

Pour une structure reposant sur un massif de sol plus souple, nous distinguons la notion d'interaction cinématique de celle d'interaction inertielle.

L'interaction cinématique se traduit par la différence entre le mouvement sismique en champ libre et celui dans un champ dont l'excavation et l'inclusion de la fondation ont changé les caractéristiques. Elle ne résulte que de la différence de raideur entre le sol et la fondation, qui l'empêche de suivre les mouvements imposés par le sol.

L'interaction inertielle provient des efforts d'inertie engendrés par la masse de la structure à sa base et donc dans le sol sous effet du mouvement imposé à la fondation.

### Conclusion

Ce chapitre expose de façon sommaire le problème des interactions sol structure ainsi que la modélisation de ces interactions compte tenu de la nature du mouvement et des propriétés dynamiques de l'ouvrage et du sol, et l'étude de l'importance de l'impédance des fondations.

**Introduction**

Les progrès des ordinateurs et des méthodes d'analyse numérique permettent de dépasser les limitations géométriques et rhéologiques des méthodes de calcul traditionnelles et d'aborder l'étude de problèmes aux géométries et lois de comportement complexes, combinant les concepts classiques de compressibilité, de consolidation primaire et de compression secondaire, de résistance au cisaillement, d'états limites de poussée-butée ou de portance. Cette approche globale passe par la définition d'une loi de comportement spécifique à chaque type de sol et par l'utilisation de techniques numériques appropriées.

Nous avons donc volontairement choisi d'utiliser un logiciel commercial pour résoudre les applications géotechniques par la méthode des éléments finis : le code Plaxis [23].

**IV-1-Présentation du Plaxis**

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

**IV-1-1-Options par défaut**

Plaxis est doté de fonctionnalités tout à fait remarquables pour traiter tous les aspects des structures géotechniques complexes. Un résumé des fonctions essentielles est donné ci-dessous :

**1. 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. Le maillage d'éléments finis en 2D est généré de manière automatique directement à partir de ce modèle géométrique.

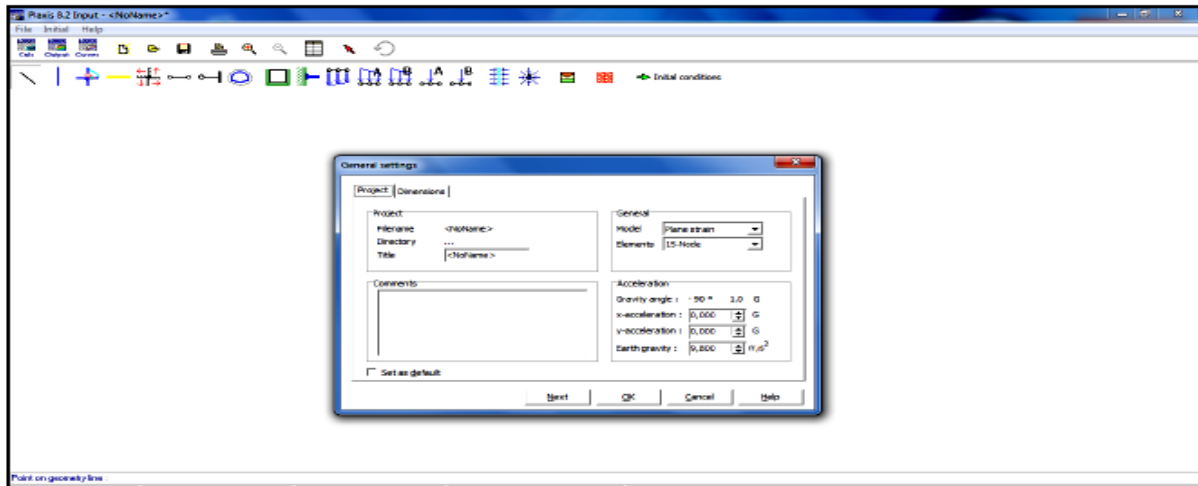


Figure (4-1): Interface utilisateur pour l'entrée des données.

## 2. Conditions aux limites

Les "fixités" sont des déplacements nuls imposés. Ces conditions peuvent être appliquées aux lignes comme aux points définissant la géométrie du modèle, dans les directions x ou y. Une option permet d'appliquer les conditions d'appui standard valables dans la majorité des cas

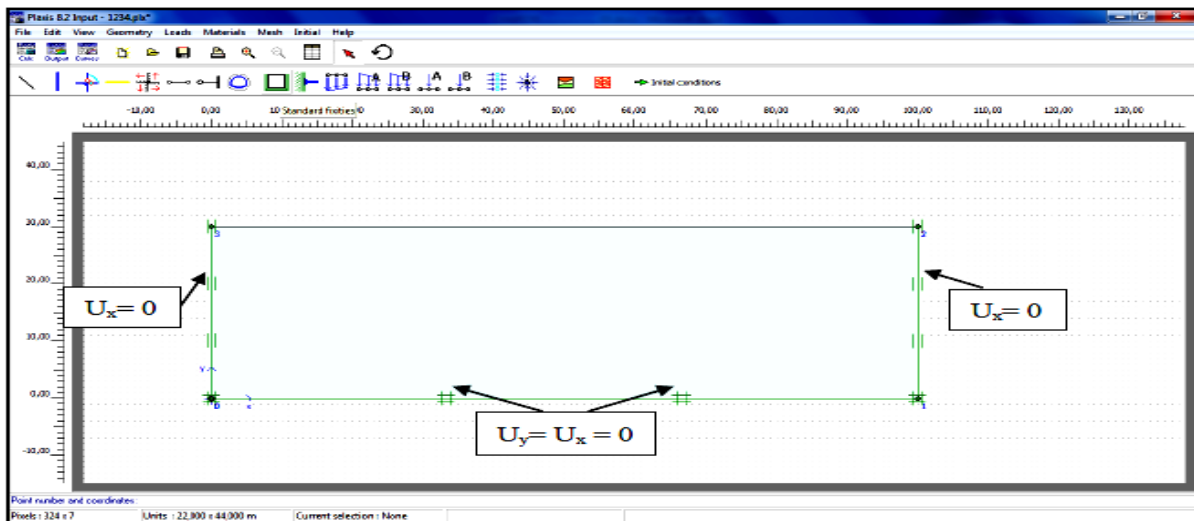


Figure (4-2): condition aux limites.

## 3. Génération automatique du maillage

Plaxis offre une génération entièrement automatique de maillages non structurés d'éléments finis, avec des options pour raffiner le maillage, globalement ou localement. Le maillage peut contenir des milliers d'éléments.

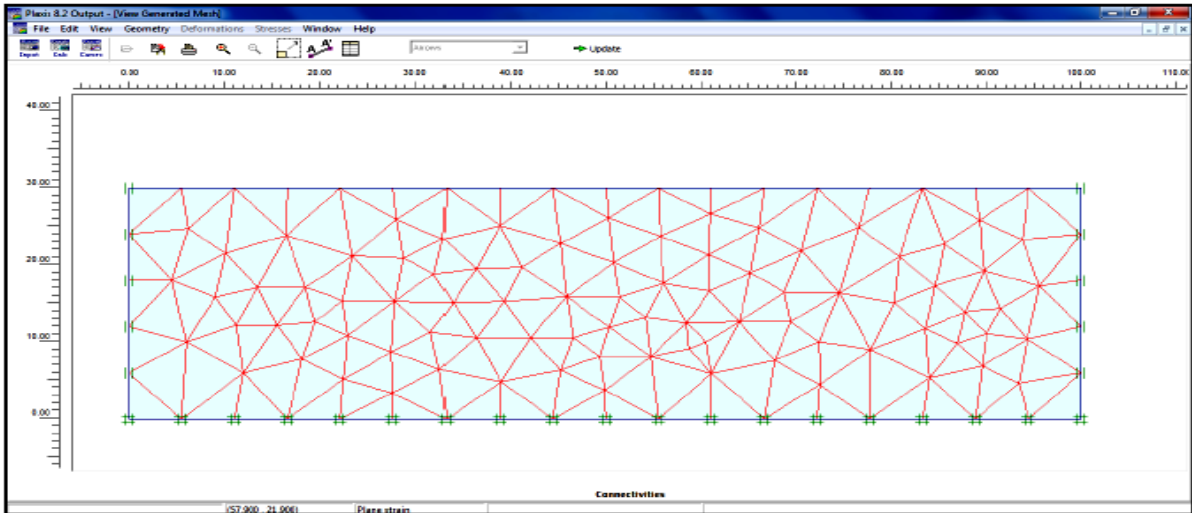


Figure (4-3): Exemple de maillage.

#### 4. Contraintes

La restitution des contraintes peut se faire en contraintes effectives, contraintes totales, pressions interstitielles et surpressions interstitielles.

L'application des 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 (et réaliste) dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale (paroi moulée dans un sol mou par exemple) (figure 4-4) [24].

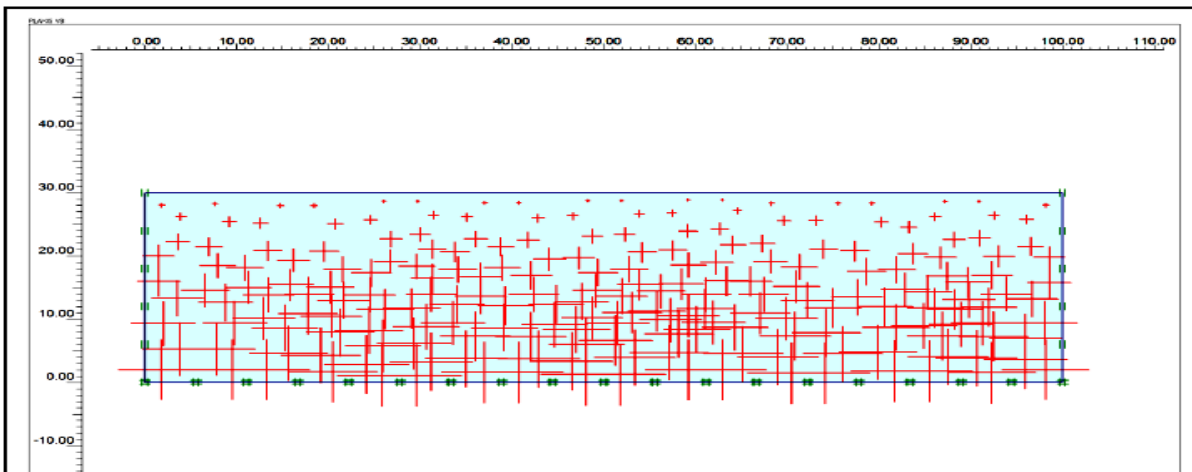


Figure (4-4): Définition des contraintes initiales : condition «  $k_0$  ».

### IV-1-2-Les modèles de comportements intégrés dans Plaxis

L'utilisation de lois de comportement complexes dans des modèles éléments finis pour l'ingénierie est délicate. Elle demande pour la détermination des paramètres des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie. L'intégration de telles lois dans des codes éléments finis est difficile. La démarche suivie dans le développement de Plaxis est de fournir à l'utilisateur un code éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délai raisonnable en utilisant un modèle de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale. Différents modèles de comportement, plus ou moins sophistiqués, ont été implémentés dans Plaxis : élastique linéaire, Mohr-Coulomb, modèles de sol avec écoulement ou spécifiques aux sols mous, etc

#### 1. Lois de comportement élastoplastique

La plupart des matériaux ont un comportement élastoplastique, qui n'est pas 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, c'est le cas du modèle de Mohr-Coulomb; la surface de charge évolue au cours du chargement, on parle de modèle élastoplastique avec écoulement dont le modèle Hardening Soil de Plaxis fait partie.

#### 2. 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  $\nu$ . 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. si  $G$  est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser  $K$  comme second paramètre. Les paramètres sont reliés par les trois expressions suivants :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \dots\dots\dots (4-1)$$

$$K = \frac{E}{3(1+\nu)} \dots\dots\dots (4-2)$$

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

Les paramètres de ce modèle sont représentés sur la figure (4-5) :

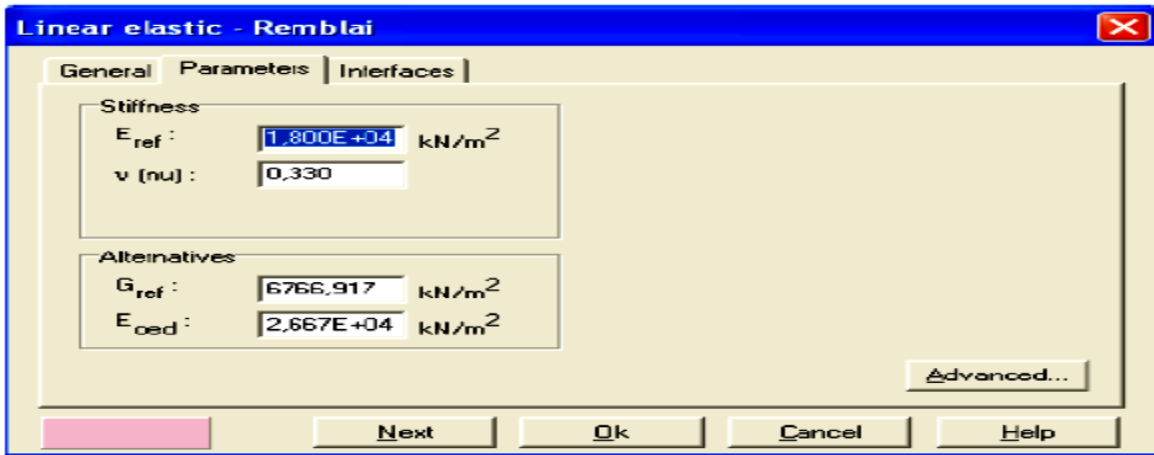


Figure (4-5): Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire.

Et les paramètres avancés sur la figure (4-6) :

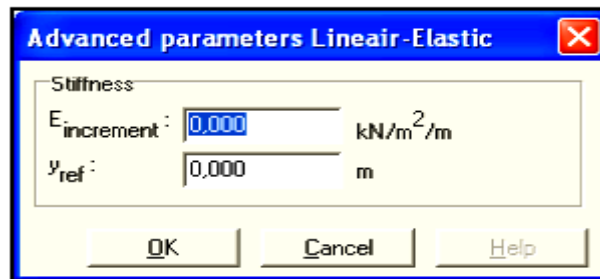


Figure (4-6): Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire.

### 3. Modèle de Mohr-Coulomb

Le modèle de Mohr-Coulomb demande la détermination de cinq paramètres. Les deux premiers sont  $E$  et  $\nu$  (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont  $c$  et  $\phi$ , respectivement, la cohésion et l'angle de frottement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoire, et nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité. Enfin, ce modèle est non associé et  $\psi$  est l'angle de dilatance.

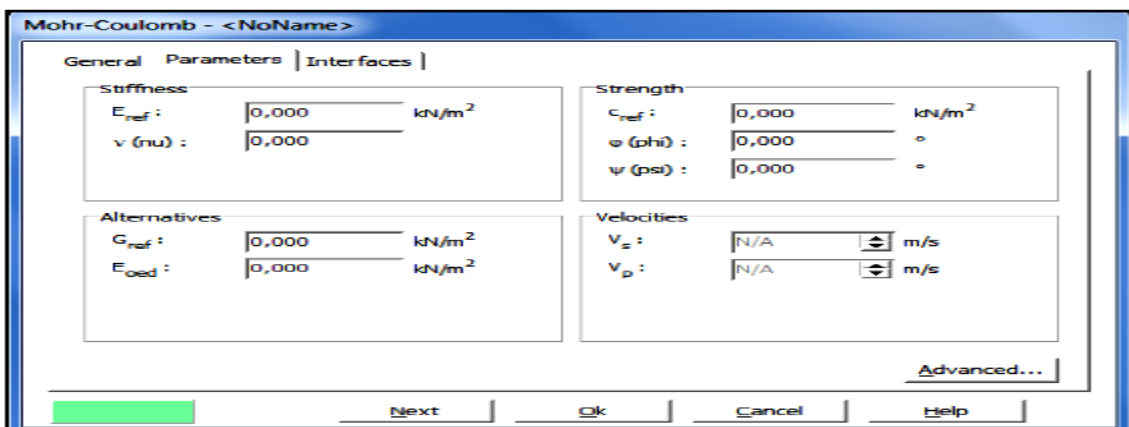


Figure (4-7): fenêtre au modèle Mohr-Coulomb.

#### 4. Module de Young (E)

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il apparaît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondrait au  $G_{max}$ , mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). La détermination de ce module nécessite des essais spéciaux. Il est souvent conseillé de prendre un module "moyen", par exemple celui correspondant à un niveau égal à 50% du déviateur à la rupture (voir figure 4-8).

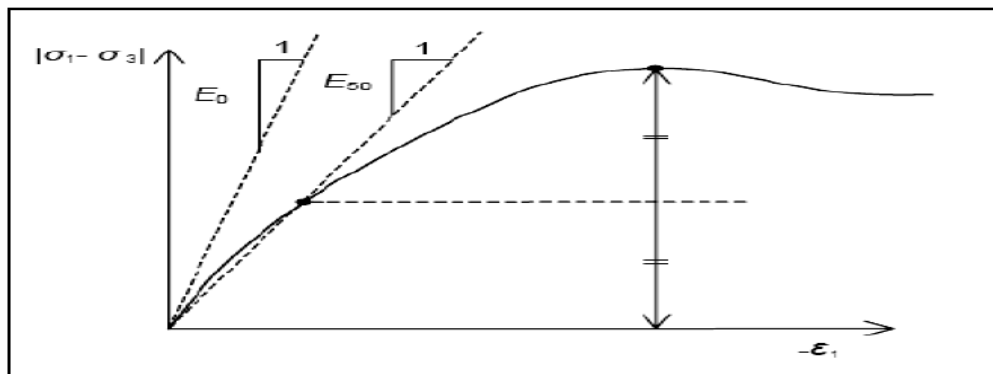


Figure (4-8): Définition du module à 50 % de la rupture.

#### 5. Coefficient de Poisson (ν)

Les valeurs du coefficient de Poisson se situent entre 0.2 et 0.4 pour la majorité des sols.

#### 6. Cohésion (c)

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottant, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques.

#### 7. L'angle de dilatance (ψ)

L'angle de dilatance  $\psi$  règle le comportement non associé du sol. Il peut être évalué par la corrélation  $\Psi = \varphi - 30^\circ$ . Le cas  $\Psi = 0$  correspond à une plasticité sans variation de volume. Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice (figure 4-9) sur l'hexagone de Mohr-Coulomb.

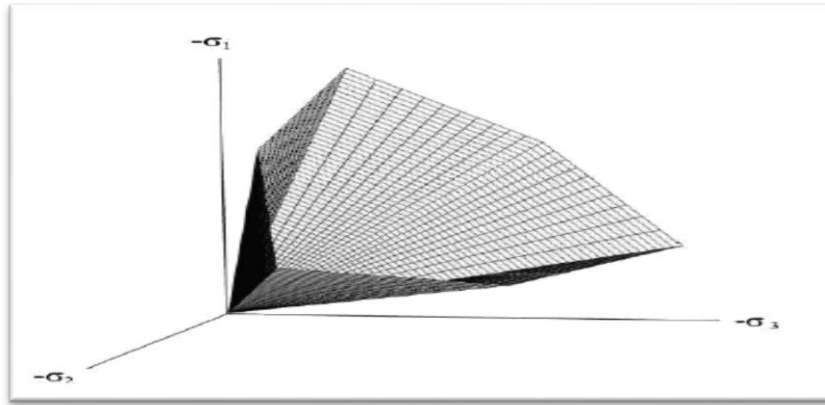


Figure (4-9) : Surface de rupture du modèle de Mohr-Coulomb pour un sol sans cohésion.

### 8. Angle de frottement interne ( $\varphi$ )

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  $35^\circ$  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.

#### IV-1-3-Module dynamique du code PLAXIS

La charge dynamique est généralement appliquée le long du substratum de la structure. L'étude dynamique dans le code Plaxis V8 est basée sur les étapes suivantes :

- ✓ Équations de base pour le comportement dynamique.
- ✓ Intégration de temps.
- ✓ Vitesses d'onde.
- ✓ Pas de temps critique.
- ✓ Modèles des frontières.
- ✓ Frontières absorbantes.
- ✓ Contraintes d'initiales et incréments de contrainte aux modèles des frontières.

#### IV-1-4-L'interface du code PLAXIS

Le code Plaxis est divisé en quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curves) [23].

### **1. Input**

Le sous programme Input appelé aussi le pré-processing programme contient les toutes facilités nécessaires à la création et modifications des modèles géométriques, à l'engendrement des maillages des éléments finis et à la définition des conditions initiales.

### **2. Calculations**

Le processing programme ou le sous programme de calculs contient les facilités utiles à la définition des phases et au commencement de la procédure de calcul des éléments finis.

### **3. Output**

Ou le programme post-processing contient les facilités pour la visualisation des résultats de la phase de calculs, comme les déplacements au niveau des noeuds, les contraintes les forces au des éléments structuraux etc.

### **4. Curves**

Le sous-programme curve sert à la construction des courbes de chargement - déplacement, des chemins de contraintes, en plus de divers autres diagrammes.

## **IV-2-Modèle de calcul retenu**

Les profiles géométriques retenus pour le calcul sont présentées sur la figure (4-10). Le profile est constitué d'une semelle de largeur  $B = 2,8$  m et d'une profondeur 6,6 m. Il est modélisé par un massif sans eau de 4,8 m de largeur et de 7 m de profondeur.

Deux couches de sol composent la géologie du site :

- Une couche de sable de 3 m de profondeur ;
- Une couche d'argile de 4 m de profondeur.

Les conditions aux limites choisies correspondent aux conditions 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 deux faces verticales ne sont modélisés par des frontières absorbantes.

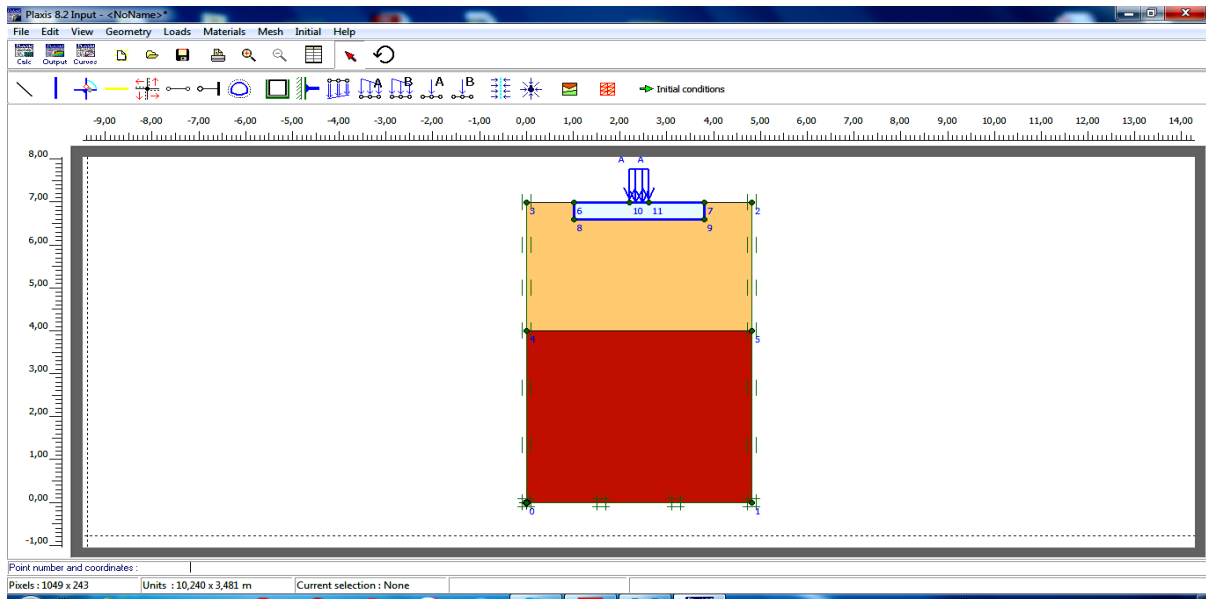


Figure (4-10) : Profil géométrique retenu.

## V-2-1-Caractéristiques des matériaux

### 1. Propriétés des couches de sols et des interfaces

Les propriétés du sol et des interfaces sont résumées dans le tableau (4-1)

Paramètres	symbole	unité	sable	argile	Béton
Modèle type	MeI	-	Mohr-colomb	Mohr-colomb	Linear elastic
Profondeur h	-	m	4	3	0,4
Poids volumique sec	$\gamma_{dry}$	KN/m <sup>3</sup>	17	18	25
Poids volumique humide	$\gamma_{wet}$	KN/m <sup>3</sup>	18,5	20	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 <sup>2</sup>	175000	145000	22000000
Coefficient de poisson	$\nu$	-	0,42	0,3	0,1
Cohésion	$C_{ref}$	KN/m <sup>3</sup>	5	0,2	-
Angle de frottement	$\Phi$	°	30	35	-
Angle de dilatation	$\Psi$	°	Calcu	Calcu	-
Facteur de rigidité de l'interface	$R_{inter}$	-	1	1	1

Tableau (4-1) : Propriétés du sol de fondation.

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

2. **Semelle** : Les propriétés de l'élément structural de cette semelles sont résumées dans le tableau (4-2).

Paramètre	Nom	Valeur	Unité
Type de comportement	Matériel type	Elastique	-
Rigidité normale	EA	$1,8 \cdot 10^7$	KN/m
Rigidité de flexion	EI	268800	KNm <sup>2</sup> /m
Epaisseur équivalente	D	0,4	m
Poids	W	12,5	KN/m/m
Coefficient de poisson	N	0,2	-
Ryleigh damping	$\alpha$ et $\beta$	0,01	-

Tableau (4-2) : Propriétés de l'élément structural (plate).

- Valeur de charge de la structure :

La valeur de la charge statique de la structure applique sur l'élément est de  $A = 1970,78 \text{ KN/m}^2$ .

#### IV-2-2-Génération du maillage

Le modèle de référence se fait par des éléments à 15 noeuds. Le nombre d'éléments est de 137 et celui des noeuds est de 1167. Les dimensions du maillage sont données par la figure (4-11).

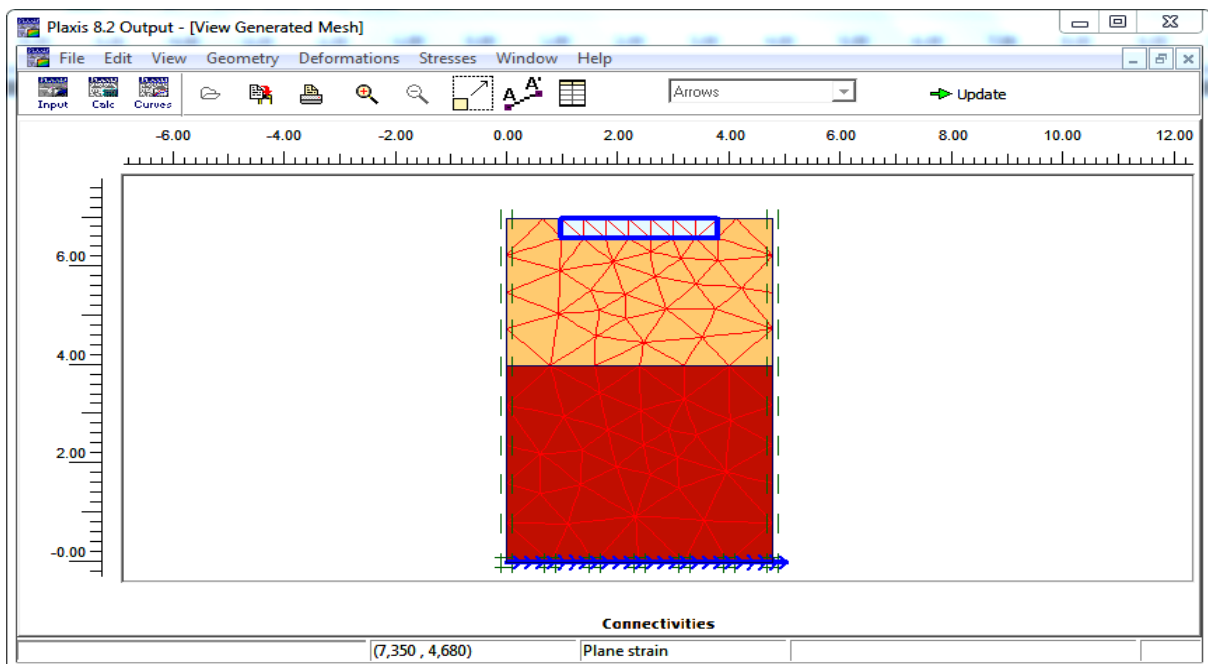


Figure (4-11) : Maillage de la géométrie.

IV-2-3-Condition initiales

Les conditions initiales fixées correspondent à un état de type  $K_0 = 1$  (contraintes de type géostatique).

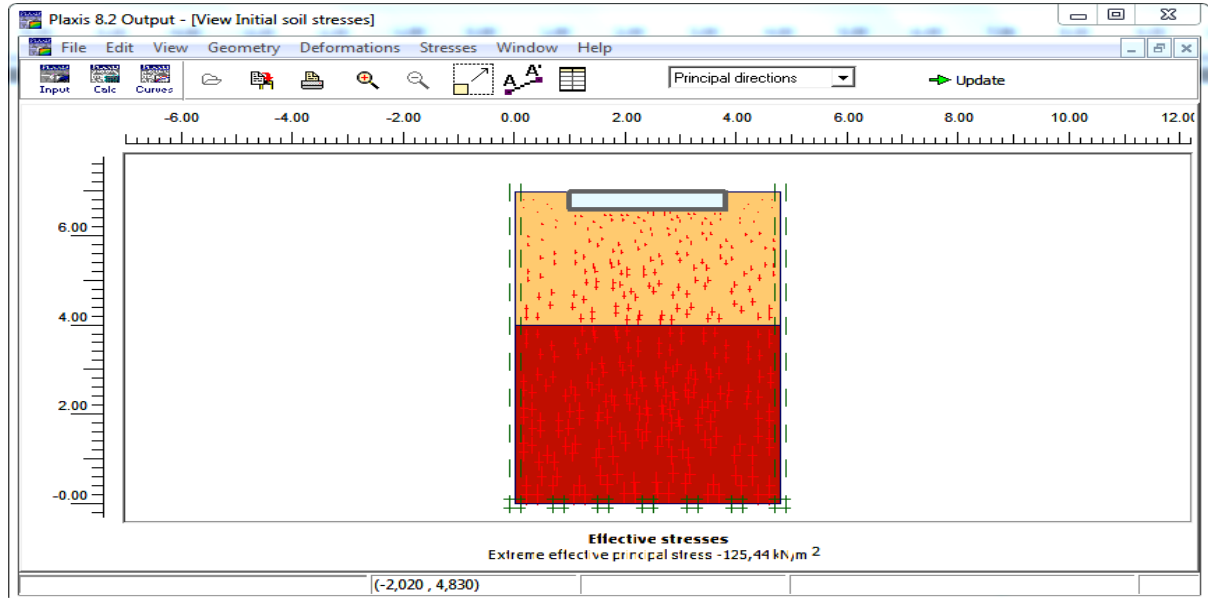


Figure (4-12) : Génération des contraintes initiales.

IV-2-4-Sollicitation sismiques

Dans cette application numérique, une sollicitation sismique sous forme de déplacement imposés à la base du modèle de calcul dans le profile considérées :

- Accélération horizontale simulant le mouvement horizontal représentée dans la figure (4-13).

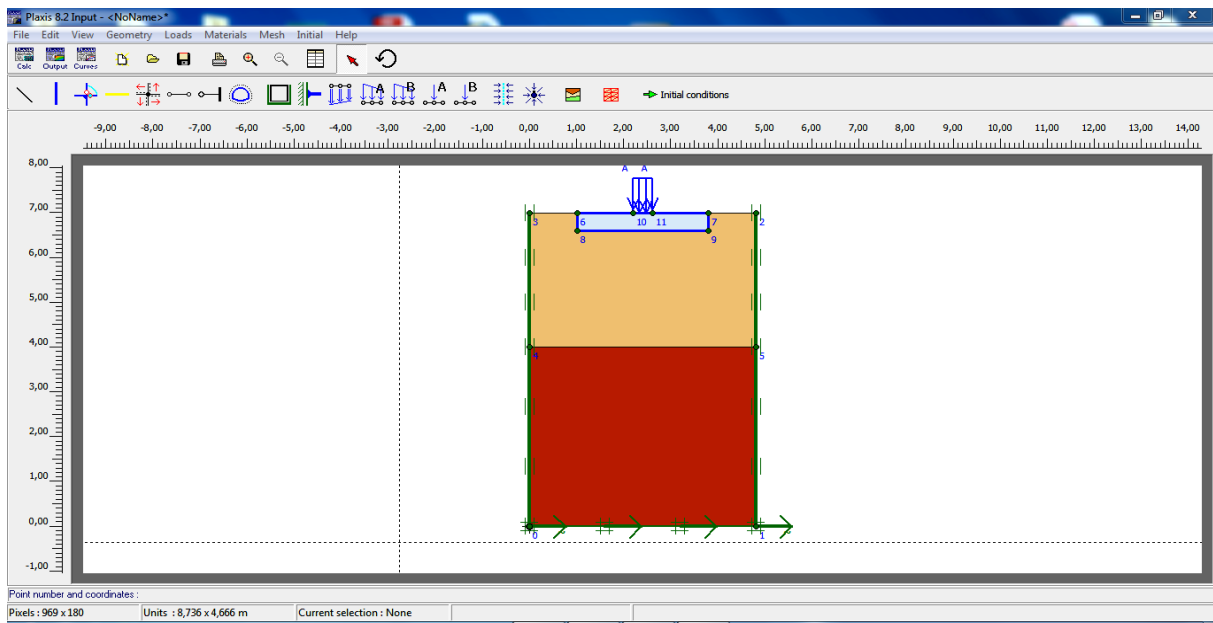


Figure (4-13) : Sollicitation sismiques horizontal.

## IV-2-5-Procédure de calculs :

Le calcul se fait en trois phases :

- Phase (0) : une phase initiale pour initier les contraintes initiales suivie de deux phases, phase (1) et phase (2).
- Phase (01) : calcul plastique avec le procédure « stage construction », en condition drainées avec activation de l'élément « plate of building », et de la charge statique « statique load system A = 1970,78 KN/m<sup>2</sup> ».
- Phase (02) : chargement dynamique « dynamique anlysis » et « harmonique load multiple » excitation harmonique.

La figure (4-14) montre le spectre de réponse introduit dans les calculs selon le RPA 2003 en fonction de la periode. Ce spectre depend de plusieurs paramètres tels que :

- Nom du fichier resultats et son chemin d'accès.
- Coefficient d'acceleration de zone : A.
- Facteur de qualite : Q.
- Coefficient de comportement : R.
- Pourcentage d'amortissement critique :  $\zeta$  %.
- Periode caracteristique T<sub>2</sub> du site : T<sub>2</sub>.

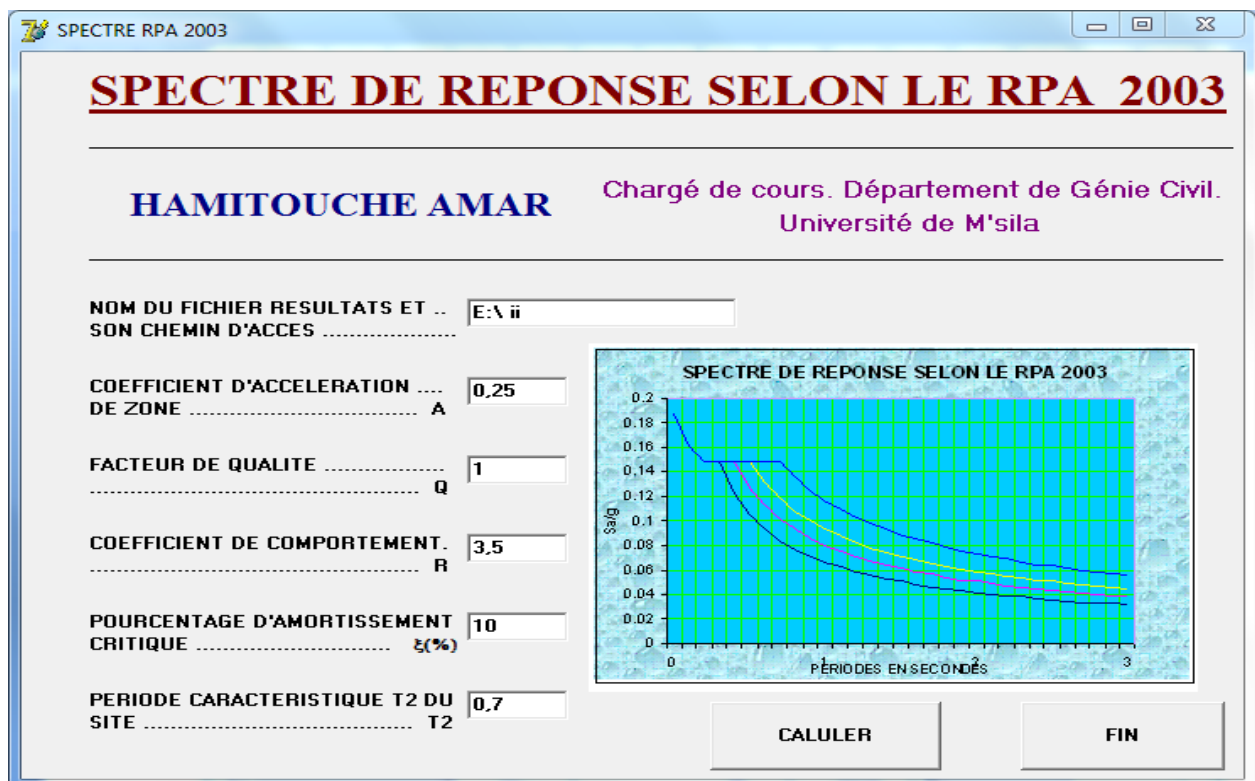


figure (4-14) : Le spectre de réponse introduit dans les calculs selon le RPA 2003.

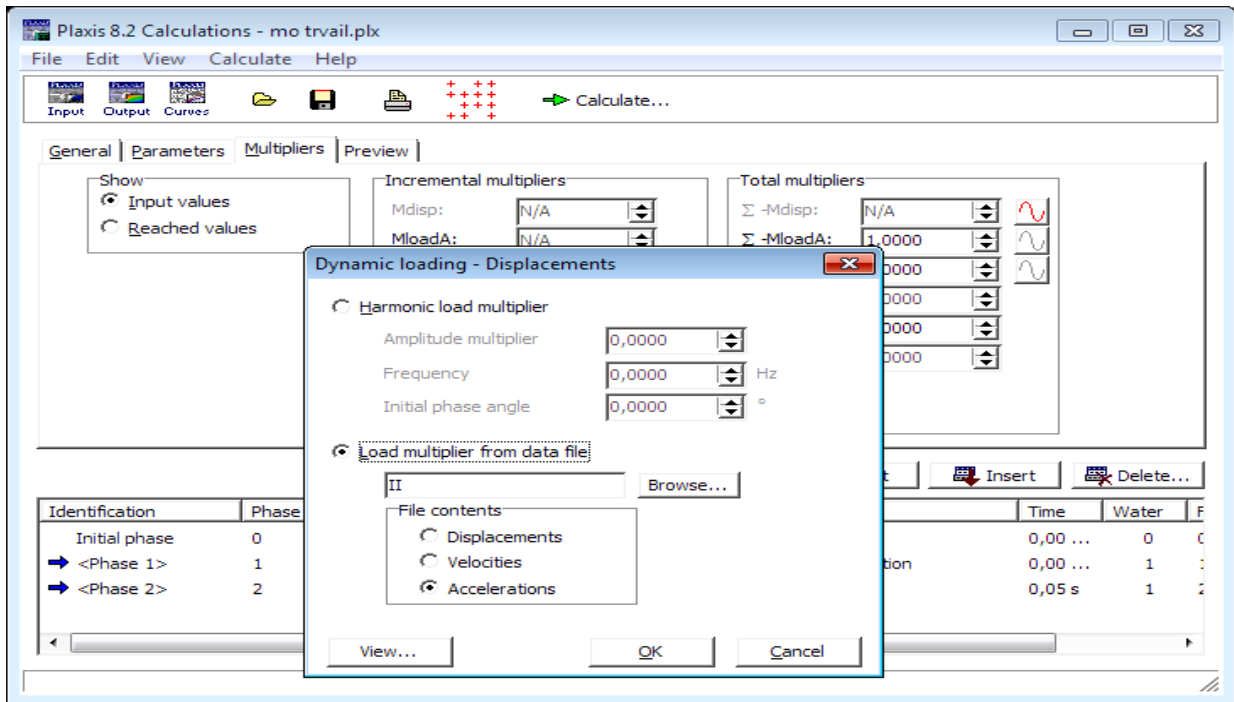


Figure (4-15) : Activation de la charge dynamique

La figure (4-16) présentée les points durcis pour le calcul (point A, B, C, D). Pour déterminer les déplacements, les vitesses et les accélérations.

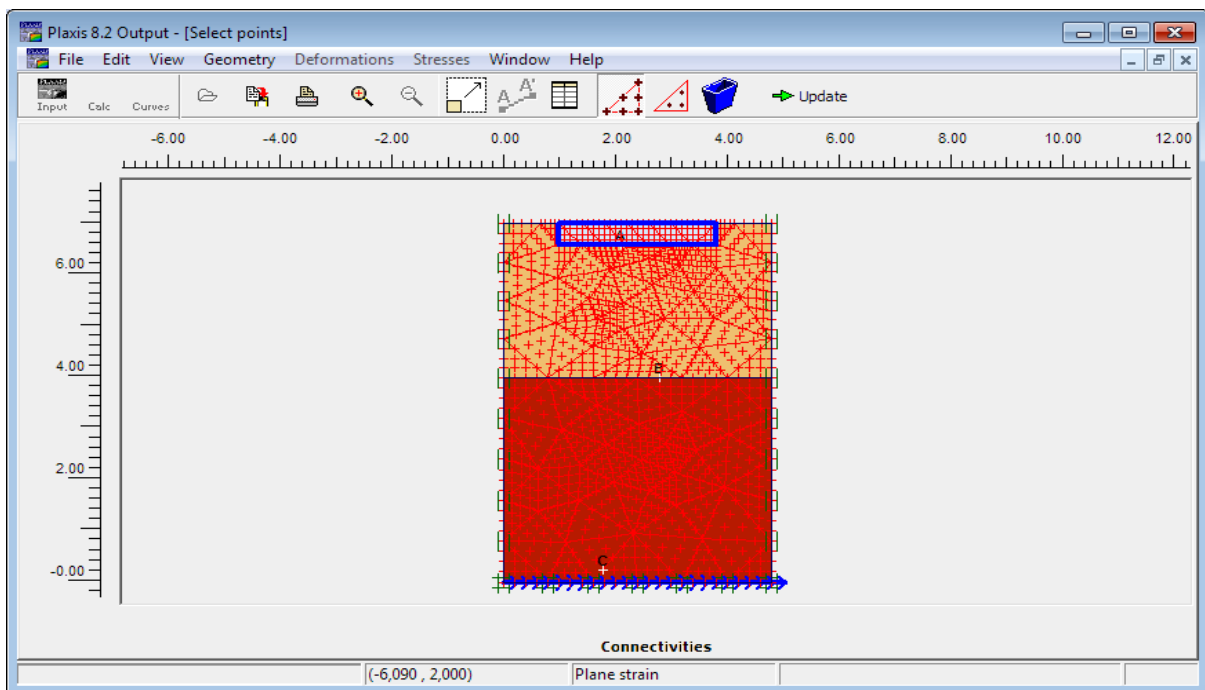


Figure (4-16) : position du point chois.

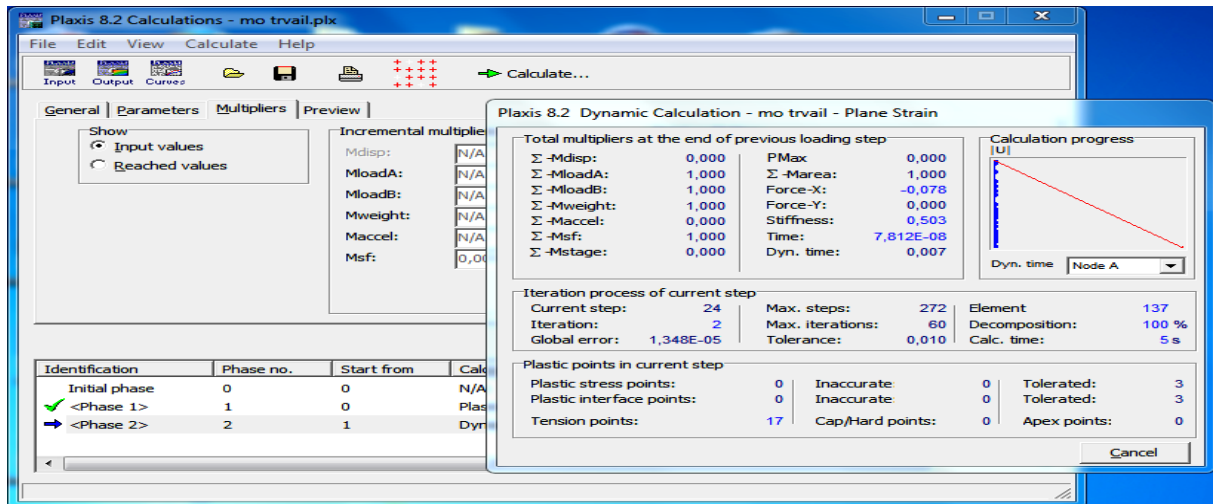


Figure (4-17) : Fenêtre pour calcul les différentes phases.

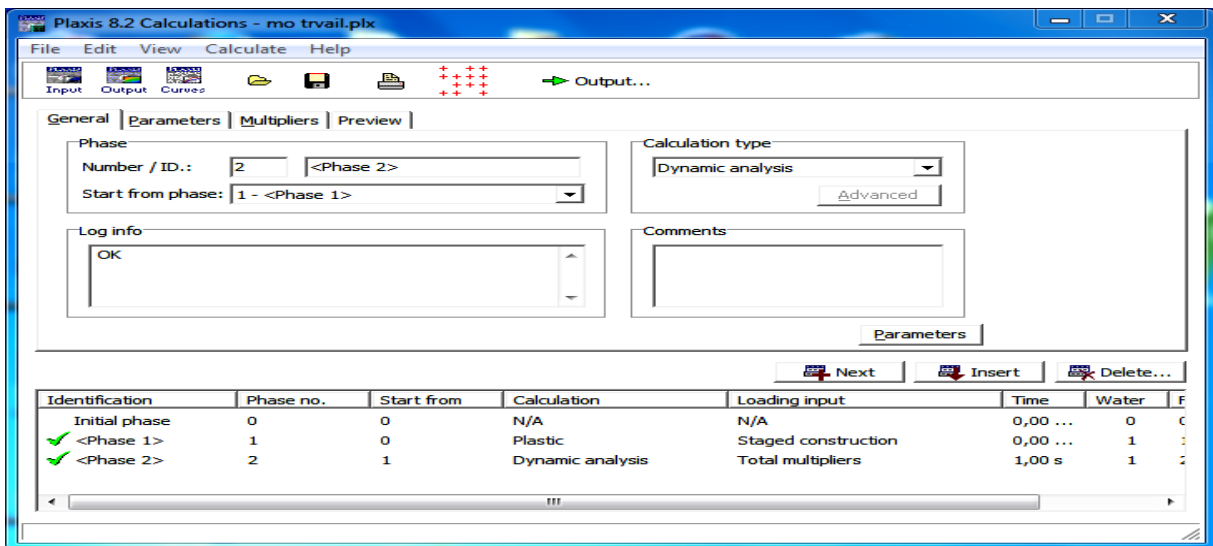


Figure (4-18) : Déclarations des phases (Plaxis).

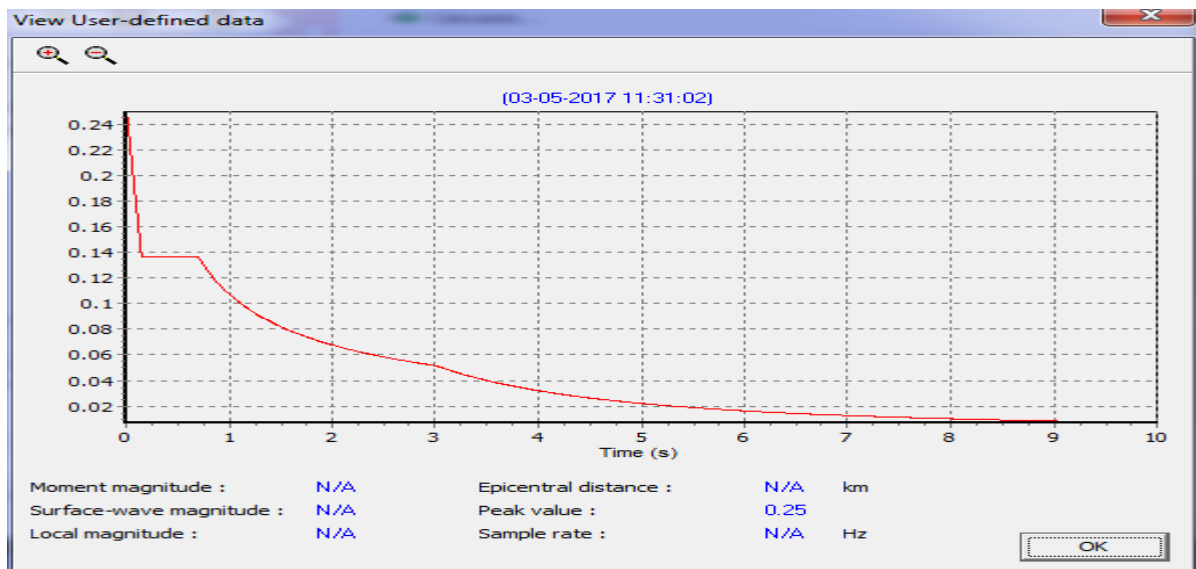


Figure (4-19) : Spectre de réponse selon le RPA 2003.

**Introduction :**

Après l'établissement du modèle de référence et les résultats obtenus, l'étude paramétrique sera effectuée. Il sera question de montrer l'effet des différents paramètres de mouvement sismique sur les résultats (au niveau de la profondeur, sous le sol et sous la fondation). On a utilisé un profil de sols (sable + argile).

Dans cette étude, la comparaison sera faite sur trois types de résultats :

- Les déplacements en fonction du temps.
- L'accélération en fonction du temps.
- La vitesse en fonction du temps.

Les coordonnées des points étudiés sont présentées dans le tableau (5-1).

N° de point	Point A	Point B	Point C
X(m)	2,1	2,8	1,78
Y(m)	6,6	4	0,24

**Tableau (5-1) : Coordonnées des points sélectionnés pour l'édition des résultats des calculs.**

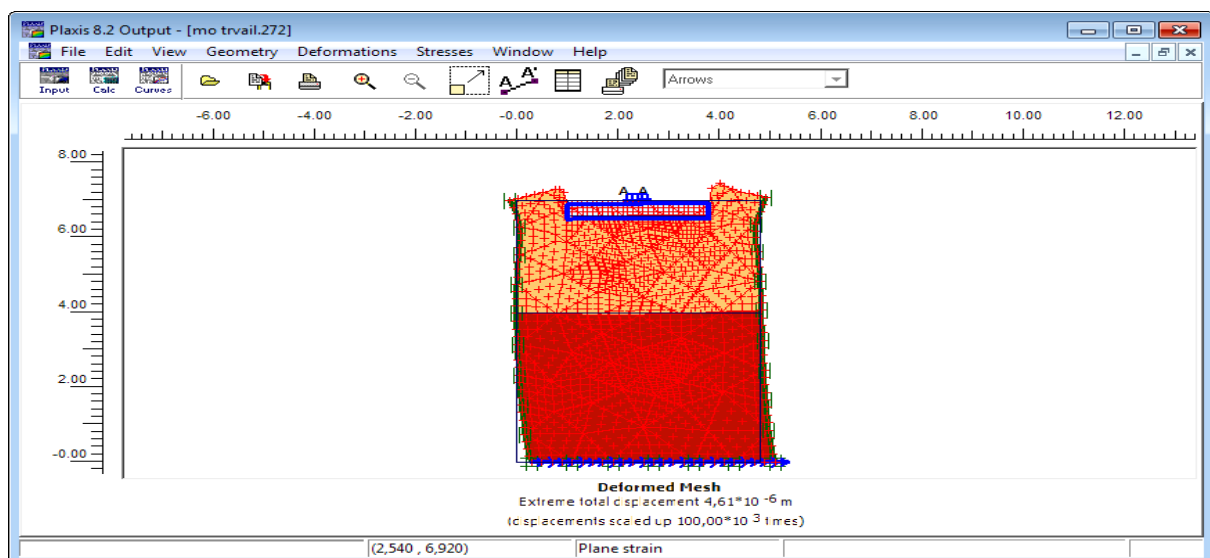
**Résultats des calculs et interprétations**

**IV-1- Cas d'un déplacement horizontal imposé à la base :**

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

**a- maillage déformé**

Le maillage déformé du modèle de calcul est représenté sur la figure (5-1).



**Figure (5-1) : Maillage déformé du profil.**

**b-contraintes**

Les isovaleurs des contraintes générées dans le massif sont représentées sur la figure (5-2). On note une contrainte initiale égale à :  $-344,88 \text{ KN/m}^2$ .

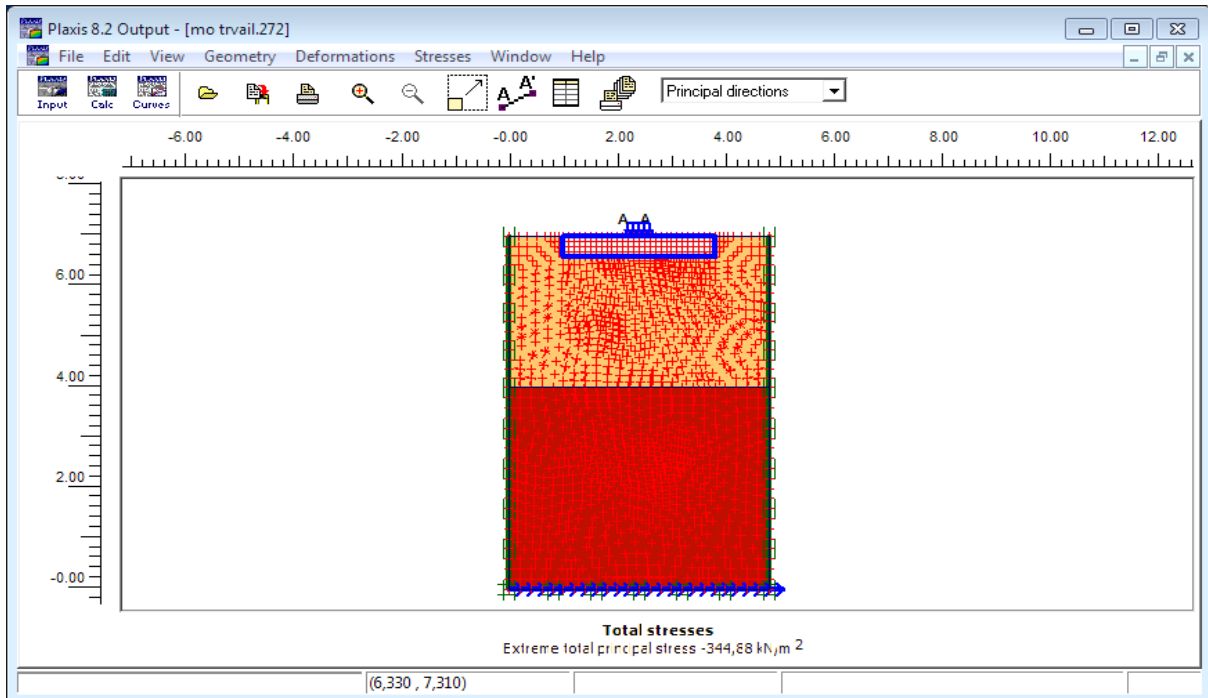


Figure (5-2) : Isovaleurs des Contraintes.

**c-déplacements**

Les vecteurs déplacements sont représentés sur la figure (5-3) On note un déplacement maximal égal à :  $4,61 \cdot 10^{-6} \text{ m}$ .

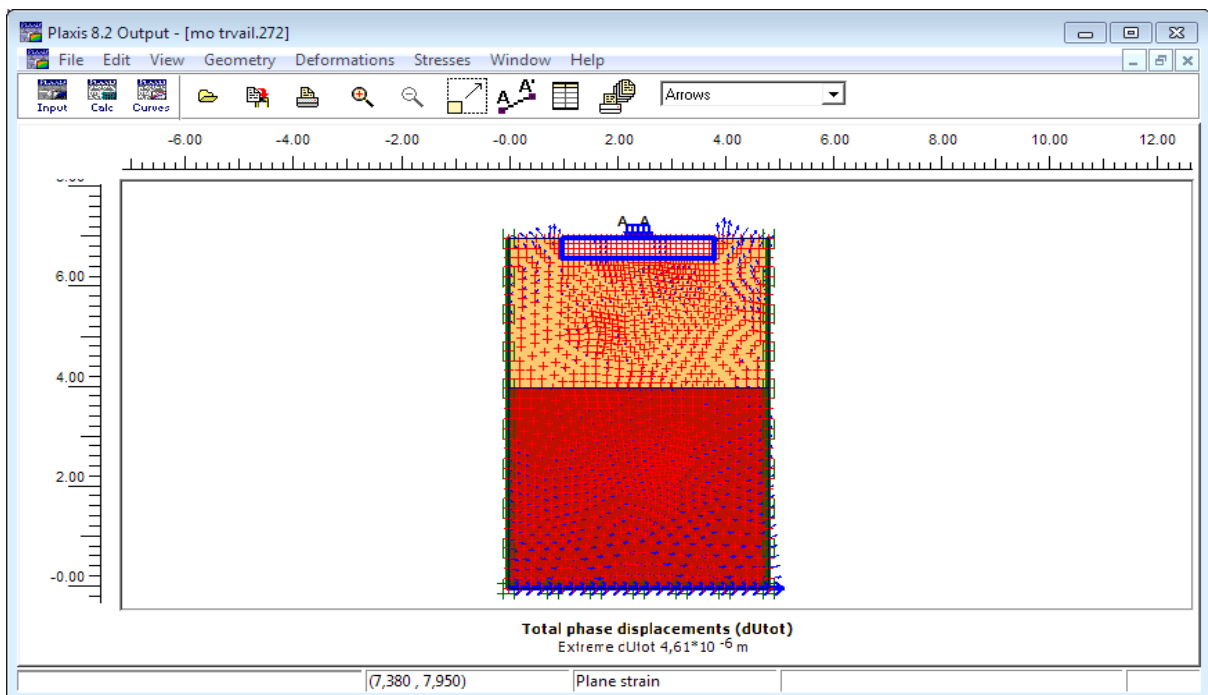


Figure (5-3) : Vecteurs déplacements.

## d-courbes déplacements-temps

### L'axe xx :

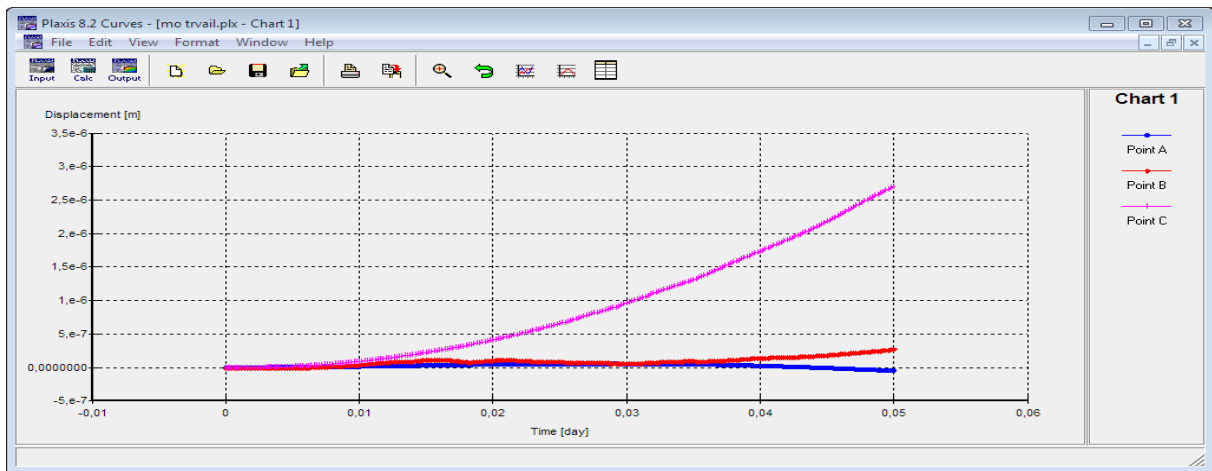


Figure (5-4) : Déplacements des différents points en fonction de temps.

### L'axe YY :

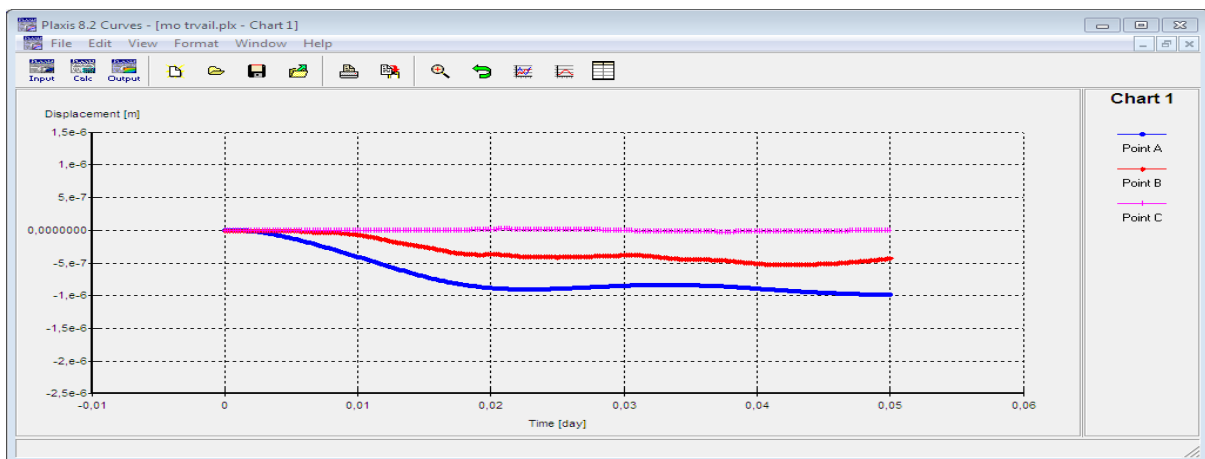


Figure (5-5) : Déplacements des différents points en fonction de temps.

## e-courbes vitesses-temps

### L'axe XX :



Figure (5-6) : Vitesses des différents points en fonction de temps.

**L'axe YY :**

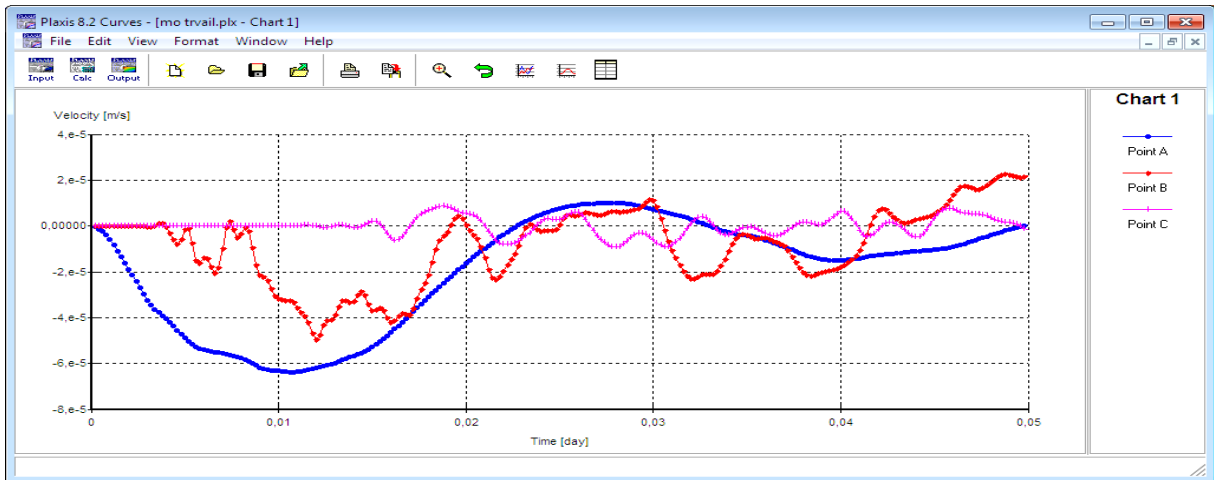


Figure (5-7) : Vitesses des différents points en fonction de temps.

**f-courbes accélérations-temps**

**L'axe XX :**

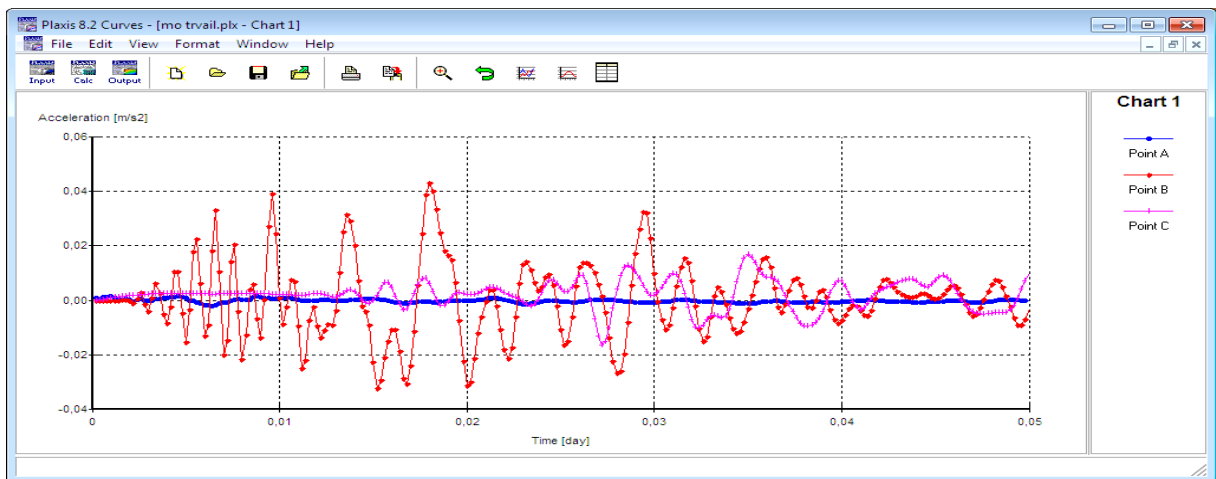


Figure (5-8) : Accélérations des différents points en fonction de temps.

**L'axe YY :**

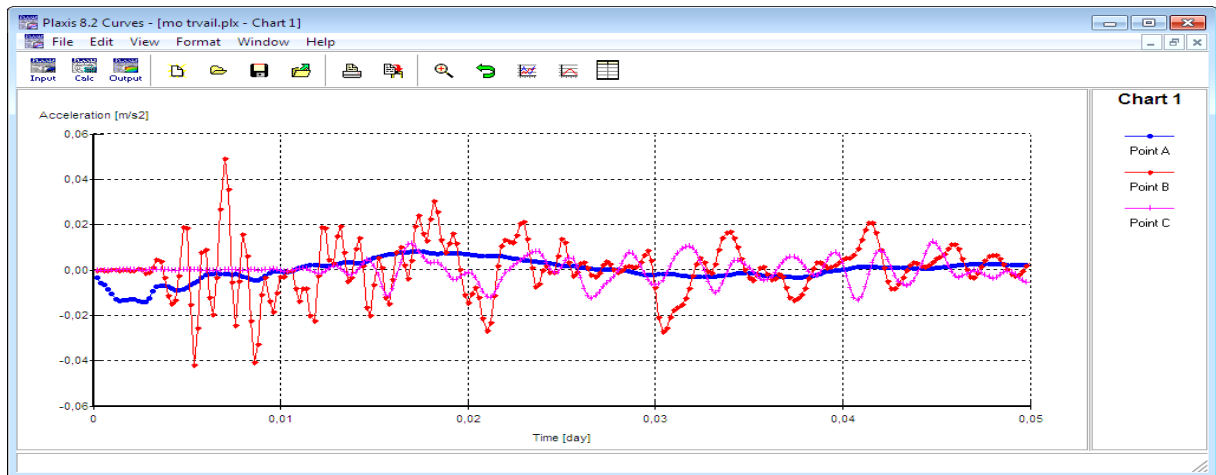
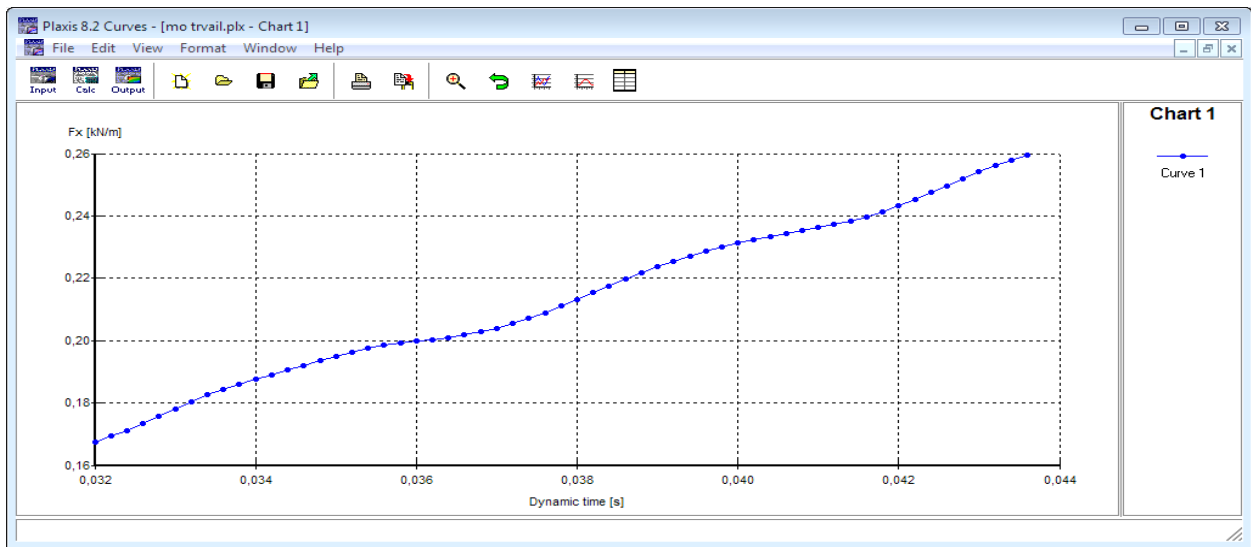


Figure (5-9) : Accélérations des différents points en fonction de temps.

**g-courbe force-temps**

**L'axe XX :**



**Figure (5-10) : Courbe donnant la force en fonction de temps.**

**h) synthèse :**

Les valeurs maximales calculées aux points sont données dans le tableau (5-2) considérés :

Points		A	B	C
Déplacement(m)	XX	$5,63 \cdot 10^{-8}$	$2,72 \cdot 10^{-7}$	$2,70 \cdot 10^{-6}$
	YY	$-2,16 \cdot 10^{-11}$	$4,33 \cdot 10^{-10}$	$1,83 \cdot 10^{-8}$
Vitesse (m/s)	XX	$3,88 \cdot 10^{-6}$	$2,40 \cdot 10^{-5}$	$1,10 \cdot 10^{-4}$
	YY	$9,91 \cdot 10^{-6}$	$2,26 \cdot 10^{-5}$	$8,84 \cdot 10^{-6}$
Accélération (m/s <sup>2</sup> )	XX	$1,5 \cdot 10^{-3}$	0,043	0,017
	YY	$8,26 \cdot 10^{-6}$	0,049	0,012

**Tableau (5-2): Les valeurs maximale de déplacement, vitesse et accélération pour les différents points.**

**V-2-Effet des ondes horizontal**

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

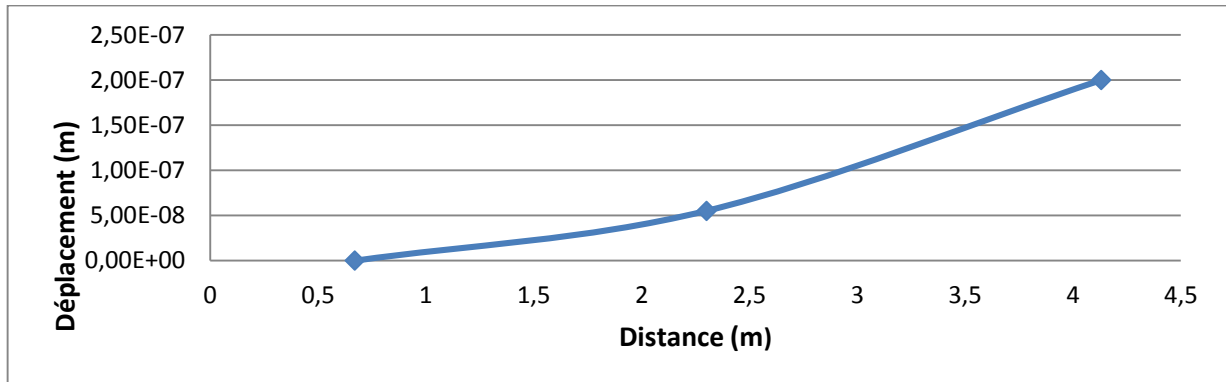
- Influence de distance sur les déplacements des points selon les axes (xx, yy).

On a déterminé les déplacements aux points de coordonnées fixées dans le tableau (5-3).

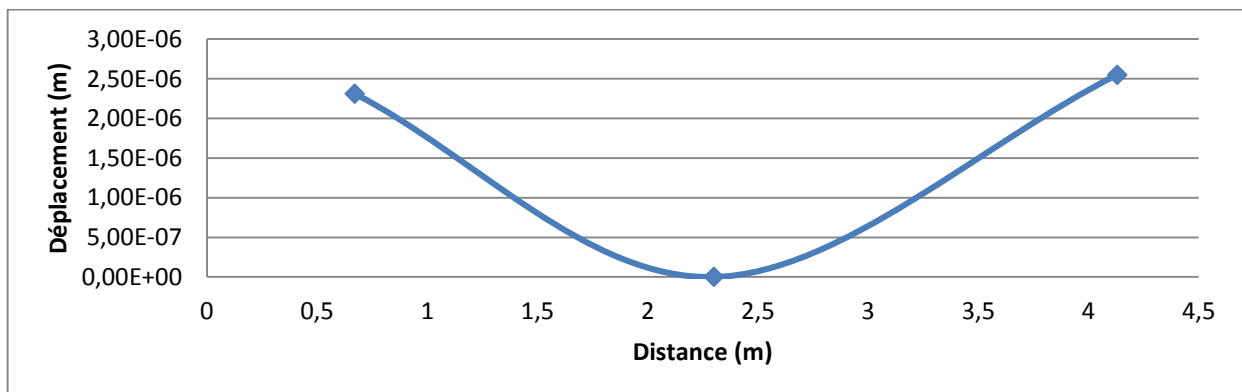
Points		A	B	C
X(m)		0,67	2,3	4,13
Y(m)		6,61	6,6	6,61
Déplacement (m)	XX	0	$5,52 \cdot 10^{-8}$	$2,004 \cdot 10^{-7}$
	YY	$2,31 \cdot 10^{-6}$	0	$2,55 \cdot 10^{-6}$

**Tableau (5-3): Déplacement des points (1<sup>eme</sup> cas).**

L'évaluation des déplacements en fonction de la distance dans les sens horizontal et vertical est représentée sur les figures (5-11) et (5-12) respectivement.



**Figure (5-11): Déplacement horizontal selon l'axe XX'.**



**Figure (5-12): Déplacement horizontal selon l'axe YY'.**

V-3-Effet des ondes verticales

On a déterminé les déplacements aux points de coordonnées fixées dans le tableau (5-4).

Points		A	B	C
X(m)		2,39	2,40	2,40
Y(m)		1,15	4,00	6,6
Déplacement (m)	XX	$1,8 \cdot 10^{-6}$	$1,78 \cdot 10^{-7}$	$5,47 \cdot 10^{-8}$
	YY	$3,53 \cdot 10^{-8}$	$1,27 \cdot 10^{-9}$	$-1,21 \cdot 10^{-11}$

Tableau (5-4): Déplacement des points (2<sup>ème</sup> cas).

L'évaluation des déplacements en fonction de la profondeur dans les sens horizontal et Vertical est représenté sur les figures (5-13) et (5-14) respectivement.

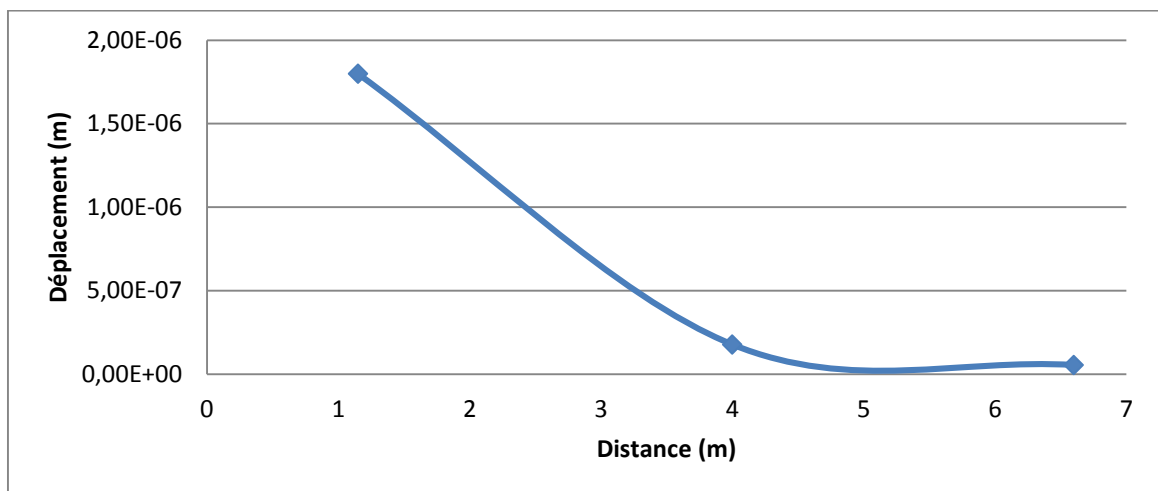


Figure (5-13): Déplacement vertical selon l'axe XX'.

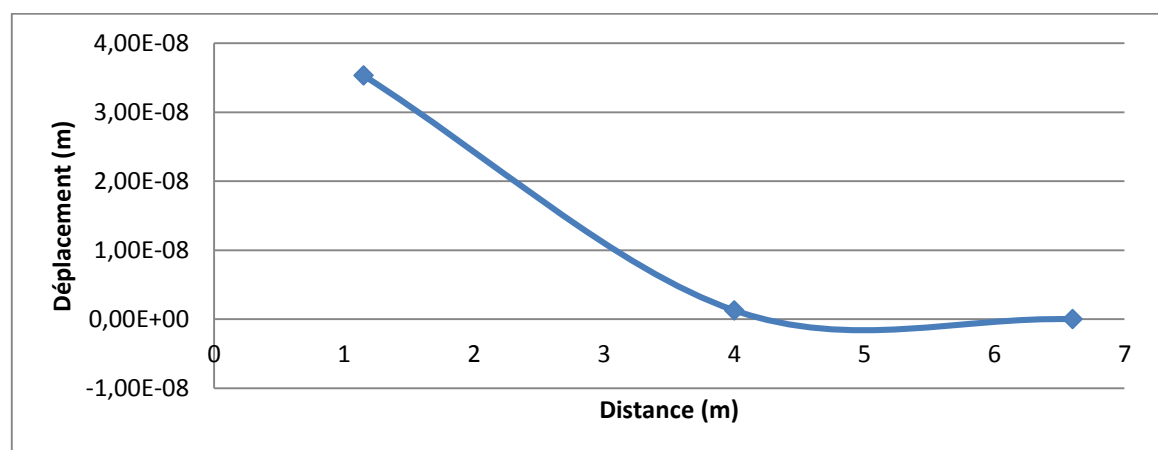


Figure (5-14): Déplacement vertical selon l'axe YY'.

**Commentaire de cas horizontal :****Selon l'axe XX' :**

Pour les points A, B, C, variable en abscisse selon l'axe XX'. La figure (5-11) montre que les valeurs du déplacement augmentent selon une fonction exponentielle pour les points A, B, C.

**Selon l'axe YY' :**

La figure (5-12) montre deux phases : la première phase de [0,67 m ; 2,3 m] le sens de variation du déplacement est décroissant et sur l'intervalle [2,3m ; 4,13m] le dernier à un sens de variation croissant.

**Commentaire de cas vertical :****Selon l'axe XX' :**

Pour les points A, B, C, variable en hauteur selon l'axe XX', la courbe déplacement est composé de deux phases : de [1,15 m ; 4,5 m] une phase transitoire où le déplacement décroît d'une façon presque exponentielle une phase permanent [4,5 m ; 6,6 m] où le déplacement est presque nule.

**Selon l'axe YY' :**

Le déplacement est sur l'intervalle [1,15 m ; 4 m] est une fonction décroissant et sur l'intervalle [4 m ; 6,6 m] la variation du déplacement est presque nule.

# CONCLUSION GENERALE

L'objectif principal de cette étude était, d'examiner les facteurs qui résument effectivement les caractéristiques des mouvements sismiques avec une attention particulière aux effets des séismes réels. Cette étude suggère la possibilité de caractériser le séisme par un nombre minimum de paramètres, d'étudier l'effet de l'interaction sol-pont sur le mouvement sismique. Les conclusions importantes de cette étude peuvent être résumées comme suite : L'étude bibliographique a montré qu'il existe beaucoup d'imperfections dans le choix et la définition des différents paramètres qui servent à décrire le mouvement sismique.

En général l'intensité du mouvement sismique était décrite par des paramètres tels que la magnitude la distance de l'épicentre et les conditions locales du sol cependant les propriétés importantes du mouvement du sol pour la prédiction de la réponse et du dommage sont l'amplitude, le contenu fréquentiel et la durée du mouvement sismique. La méthode des éléments finis est un outil puissant dans les calculs sismiques, cependant l'utilisation de cette méthode demande beaucoup de précautions et de réflexions, suivant le problème à traiter. L'utilisation hâtive de cette méthode peut entraîner des erreurs numériques importantes.

Ce mémoire présente un outil permettant de prendre en compte l'interaction sol-fondation d'un pont cadre et plus particulièrement le comportement non-linéaire d'une fondation superficielle de forme rectangulaire. La connaissance de ce comportement est très importante puisqu'il conditionne en grande partie celui de la structure. Cet outil numérique simple, facile d'utilisation et très peu coûteux en temps de calcul permet de faire des études paramétriques et ainsi de déterminer clairement le comportement d'un ouvrage d'art (pont) sous des chargements divers et reposant sur des sols de caractéristiques différentes.

Après les observations obtenus par cette modélisation on a conclu que :

- La vérification de la stabilité de système « sol-fondation » par le calcul du module dynamique est utile en utilisant le code Plaxis.
- L'amplitude du séisme n'est pas le seul paramètre qui influe sur la réponse de la structure. La fréquence peut aussi influe très largement sur cette réponse.
- Examiner l'applicabilité d'un modèle simple permettant de capter l'effet prépondérant du phénomène de l'interaction sol-structure.
- L'utilisation de la méthode arbitraire est suffisante pour décomposer le problème car elle est basée sur plusieurs paramètres.

- Examiner l'effet des paramètres sismique de interaction sol-structure, sur les propriétés vibratoires ou comportement dynamique des sols.
- Cette étude a mis en évidence l'influence importante des paramètres géotechniques, et également des paramètres de modélisation.
- Les déplacement variable dans les deux sens et diminue en s'éloignant de la fondation.

## ***Bibliographie***

- [1] : Guide de conception « ponts cadres et portiques », Année 1992.
- [2] : Cours de ponts ; edution enpc paris 2013.
- [3] : Al ALAE BELOUALI, projet existant dans la nature « Note-de calcul Pont Cadre PIPO ».
- [4] : Ambrasey, N. (1973) – " Dynamics and reponse of fondation materials in epicentral region of strong earthquakes " proc.5th world conference on earthaquake engineering, Rome, vol 1, CXLVIII- CXXVI 1973.
- [5] : KALKOUL NACEREDDINE: Université de M'sila: analyse de stabilité et stabilisation d'un versant urbanise sous séisme, mémoire de master.
- [6] : [http:// www.futura-sciences.com](http://www.futura-sciences.com).
- [7] : ABDELLAOUI MEROUANE, Année (2009) « risque sismique ».
- [8] : FRANK SAMPSON : " les séismes".
- [9] : Trifunac, M.D. et Brady, A.G. (1975) On The Correlation of Seismic Intensity Scales with the peak of Recorded Strong Ground Motion. Bull Seism. Soc Amer. Vol. 65, N° 1, February, PP. 138-162.
- [10] : Regles parasismiques algeriennes RPA 99/ version 2003.
- [11] : Rapport préliminaire de la mission AFPS Organisée avec le concours du Ministère de l'Ecologie et du Développement Durable (MEDD/DPPR/SDPRM) « LE SÉISME DU 21 MAI 2003 EN ALGÉRIE » Version du 8 juillet 2003.
- [12] : HAL-Mod\_elisation physique et num\_érique des interactions sol-structure sous sollicitations dynamiques transverses.
- [13] : Stéphane Grange. Modélisation simple 3D de l'interaction sol-structure : application au génie parasismique, Matériaux. Institut National polytechnique de Grenoble-INPG, 2008.
- [14] : Alain Pecker : "Dynamique des ouvrages", Presses de l'ENPC, Paris, 1986.
- [15] : J.L. Wegner, X. Zhang: "Dynamic wave soil structure interaction analysis in the time domain".
- [16] : Alain Pecker : "Interaction sol structure et comportement des fondations".

- [17] : V. Davidovici, La construction en zone sismique, Editions Le Moniteur, Paris, 1999.
- [18] : Pecker, A. (1984). Dynamique des sols. Presse, ENPC, Paris, France.
- [19] : Pecker A étude expérimental du comportement d'un vase sous chargement cyclique  
revue française de géotechnique, N 15,1981.
- [20] : <http://www.theses.fr/2009ECAP0012> .
- [21] : [http://wikhydro.developpementdurable.gouv.fr/index.php/Wikigeotech:Liquifaction\\_des\\_sols\\_sous\\_sismes](http://wikhydro.developpementdurable.gouv.fr/index.php/Wikigeotech:Liquifaction_des_sols_sous_sismes).
- [22] : <http://www.theses.fr/1993NANT2009>.
- [22] : LILA SASI : Université Mameri de Tizi-Ouzou : Etude de l'évolution les paramètres dynamiques des sols a partir d'essais géophysiques, 18-Mai 2011.
- [23] : JAKY J., J. The coefficient of earth pressure at rest. Journal of the Society of Hungarian Engineers and Architects, Budapest, pp. 355-358, (1944).
- [24] : BRINKGREVE, R.B.J., Geomaterial models and numerical analysis of softening. Doctoral thesis, Faculty of Civil Engineering, Delft University of Technology. (1994).

## Résumé

Pour la plupart des structures du génie civil, le comportement du sol et le comportement de la structure peuvent être investigués de manière dissociée, ce qui en facilite grandement l'analyse, tout en permettant généralement d'atteindre les buts visés. Dans certains cas cependant, l'interaction sol structure est beaucoup plus importante et peut influencer de manière significative la conception et le dimensionnement de la structure. Une bonne maîtrise du comportement combiné de la structure et du sol améliore alors sensiblement la conception de la structure. Une mauvaise interprétation de cette interaction peut par contre mener à des solutions structurales inadaptées. Les semelles de entrent dans cette catégorie.

L'objectif de ce mémoire est de mettre en évidence l'existence de différents régimes de comportement pour ce type d'ouvrages . Dans le cas des semelles des ponts, le sol et la structure participent simultanément à la reprise des charges appliquées et forment du point de vue structural un système hyperstatique.

Le présent mémoire comporte une synthèse bibliographique et une simulation numérique :

- La synthèse bibliographique traite de la caractérisation du mouvement sismique et du comportement dynamique des sols, ainsi que les méthodes d'analyses de l'interaction sol-structural.
- La simulation numérique comporte, d'abord une description sommaire de l'outil de calcul numérique utilisé (le code Plaxis), la mise en oeuvre des calculs effectués, puis la présentation de résultats des calculs obtenus et leur interprétation.

### Mots-clés

mouvement sismique, simulation numérique, plaxis.

### ملخص

بالنسبة لمعظم هياكل الهندسة المدنية، يمكن تحقيق سلوك التربة وسلوك الهياكل بطريقة مفصلة ، مما يسهل جدا التحليل في حين تسمح عموما بتحقيق الأهداف المشار، في بعض الحالات، ومع ذلك، التفاعل بين الهيكل و التربة هو أكثر أهمية بكثير، ويمكن أن تؤثر بشكل كبير على التصميم والأبعاد للهيكل. التمكن الجيد من سلوك الجمع بين الهيكل و التربة يحسن في تصميم الهيكل. سوء تفسير هذا التفاعل يمكن أن يؤدي إلى عدم كفاية الحلول الهيكلية الغير ملائمة. قواعد الجسور تدخل ضمن هذه الفئة . والهدف من هذه المذكرة هو تسليط الضوء على وجود أنظمة مختلفة السلوك لهذا النوع من الأعمال. في حالة أساسات الجسور، التربة والهيكل تتشارك في آن واحد على إنبعاث الأحمال المطبقة و تشكل وجهة نظر هيكلية نظام غير مستقر.

وتشمل هذه المذكرة تركيب المراجع و المحاكاة الرقمية :

- تركيب المراجع تعالج خصائص الحركة الزلزالية والسلوك الديناميكي للتربة، وأساليب تحليل التفاعل بين التربة الهيكلية.
- المحاكاة الرقمية تتضمن ، أولا وصفا موجزا لأداة الحساب العددية المستخدمة، ( رمز بلاكسيس ) وتنفيذ العمليات الحسابية وعرض نتائج الحساب التي تم الحصول على تفسيراتها .

### الكلمات المفتاحية :

الحركة الزلزالية، المحاكاة الرقمية، بلاكسيس.

### Abstract

For the most popular structures, Soil behavior and also the structure behavior can be easily achieved in detailed, which leads to an easy analysis allowing to reach the purposed goals of this paper. On the other hand the soil structure interaction is more importance and has a wide effect on the design of the structure. The perfect prediction of the soil structure interaction behavior can easily help reaching a suitable design for the structure. The wrong explanation of soil structure interaction can leads to insufficient suitable solutions for structure design. including bridges foundation

The purpose of this paper is highlighting the exist of different system's behavior of this kind of work in the case of bridges foundations, the soil and the structure simultaneously participate in the recovery of the applied loads and form a hyperstatic system for the structure.

The present paper includes a bibliographic synthesis and a numerical simulation:

- The bibliographic synthesis deals with the characterization of the seismic movement and dynamic behavior of soil, as well as methods of analysis the soil-structure interaction.
- The part of the numerical simulation contains, first a description of the numerical calculation tool (Plaxis) , the analysais progress and the concluded results and their interpretation.

### Key words:

Seismic motion, Numerical simulation, Plaxis

