



**MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR  
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE**



**UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA  
FACULTE DES TECHNOLOGIES**

**DEPARTEMENT GENIE CIVIL**

**MEMOIRE**

**Présenté pour l'obtention du diplôme de  
MASTER**

**Filière : génie civil**

**Option : structure**

**Par: SALEM Chahrazed  
DAHDOUH Saida**

**Intitulé**

# **Interaction sol-structure d'un Pont dalle**

**Soutenu publiquement le 18 / 06 / 2018 devant le jury composé de :**

<b>Rahmouni Zin EL Abidine</b>	<b>Université de M'sila</b>	<b>président</b>
<b>MENASRI ABDREZZAK</b>	<b>Université de M'sila</b>	<b>Rapporteur</b>
<b>Hamitouch Abdel salam</b>	<b>Université de M'sila</b>	<b>Examineur</b>
<b>Ben yahya Abdel salam</b>	<b>Université de M'sila</b>	<b>Examineur</b>

**ANNÉE UNIVERSITAIRE : 2017 / 2018**



**REMERCIEMENTS**

**RESUME**

**ABSTRACT**

**ملخص**

**LISTE DES FIGURES**

**LISTE DES TABLEAUX**

**LISTS DES NOTIONS**

**INTRODUCTION GENERALE.....1**

**Chapitre I : la notion sur un pont- dalle**

**Introduction.....3**

I-1-Définition de pont.....3

I-2-Différentes parties d'un pont.....3

I-3-Les types de pont.....4

    I-3-1-Pont à poutres.....4

    I-3-2-Pont mixte.....4

    I-3-3-Pont-dalle.....5

I-4-Morphologie.....6

    I-4-1-Profil en long.....6

    I-4-2-Profil en travers.....7

    I-4-3-Vue en plan.....7

I-5-Domaine d'emploi.....7

    I-5-1-Elancement.....8

    I-5-2-Portées unitaires.....8

I-6-Les avantages de pont-dalles.....10

I-7-Les inconvénients de pont-dalles.....10

I-8-Charges et surcharges.....10

    I-8-1-La charge permanente (CP).....10

I-8-1-1-Système de charges A(l).....	10
I-8-1-2-Système de charge B.....	11
I-8-2-Les surcharges militaires.....	13
I-9-Les combinaisons d'action.....	15
<b>Conclusion.....</b>	<b>15</b>

## **Chapitre II : Les caractéristiques des mouvements sismiques**

<b>Introduction.....</b>	<b>16</b>
II-1- Séisme définition.....	16
II-2- Paramètres d'un séisme.....	17
II-3- Faille.....	18
II-3-1-Faille normale.....	18
II-3-2- Faille transcurrente (ou de décrochement).....	18
II-3-3- Faille inverse.....	19
II-4-Comment mesure-t-on les séismes ?.....	19
II-4-1- La magnitude.....	19
II-4-2- L'intensité.....	19
II-5- Les différents types d'ondes sismiques.....	19
II-6- Enregistrement du signal sismique.....	20
II-6-1-Les accélérogrammes.....	20
II-6-2-Les spectres de réponse.....	21
II-7-L'accélération maximale.....	22
II-8-Durée du séisme.....	22
II-9-Mouvement du sol en champ libre.....	22
II-10-Risque sismique.....	23
II-10-1-Effet et conséquences des séismes.....	23
II-10-2-Aléa sismique « séismique hasard ».....	23

II-10-3-Zonage du risque sismique « zoning ».....	24
II-10-4-La sismicité du passé.....	24
<b>Conclusion</b> .....	25

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

<b>Introduction</b> .....	26
III-1-Formulation d'un problème d'interaction sol-structure.....	26
III-2-Différents types d'interaction sol-structure.....	29
III-3-Méthodes d'analyse de l'interaction sol-structure.....	29
III-3-1-Méthode globale.....	29
III-3-2- Méthode de sous-structures.....	31
III-3-2-1-Méthode de frontière.....	31
III-3-2-2- Méthode de volume.....	33
<b>Conclusion</b> .....	35

### **Chapitre IV : Outil numérique de calcul « le code Plaxis »**

<b>Introduction</b> .....	36
IV-1-Le code éléments finis PLAXIS.....	36
IV-2- Options par défaut et solutions approchées.....	36
IV-2-1- Définition graphique de la géométrie du modèle.....	36
IV-2-2- les conditions aux limites en déplacements.....	37
IV-2-3- Le maillage.....	37
IV-2-4-Les pressions interstitielles ont été l'objet d'un soin particulier dans PLAXIS.....	38
IV-2-5-Un calcul par élément finis fournit une masse imposante de résultats.....	38
IV-3-Les modèles de comportement utilisés dans PLAXIS.....	38
IV-3-1- Modèle élastique linéaire.....	38
IV-3-2- Comportement élastoplastique.....	39
IV-3-3- Modèle de Mohr-Coulomb.....	39

IV-4- Module dynamique du code PLAXIS.....	42
IV-5-L'interface du code PLAXIS.....	43
IV-6- Configuration du modèle géométrique retenu.....	44
IV-6-1-Caractéristiques des matériaux.....	44
IV-6-2-Génération du maillage.....	46
IV-6-3-Condition initiales.....	46
IV-6-4-Sollicitation sismiques.....	47
IV-6-5-Procédure de calculs.....	47

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

<b>Introduction.....</b>	<b>51</b>
V.1. Présentation de la mémoire.....	51
V.1.1 But de l'étude.....	51
V.1.2 Présentation de l'ouvrage.....	51
V .1.3 Les caractéristiques de l'ouvrage.....	52
V .1.4 Données fonctionnelles.....	52
V .1.4.1 Profil en long.....	52
V .1.4.2 Profil en travers.....	53
V.2. Calcul dynamique directe.....	53
V.2.1. Interface rugueux.....	53
V.2.2. Rabattement de la nappe au niveau (-4m).....	59
V.3.Effet des ondes horizontales.....	65
V.4.Effet des ondes verticales.....	67
<b>Conclusion.....</b>	<b>69</b>
<b>CONCLUSION GENERALE.....</b>	<b>70</b>

### **Bibliographie**



## **RESUME**

La complexité du problème d'interaction sol structure réside dans l'interaction et le couplage des deux éléments, le sol et la structure. Ce phénomène peut décrire les effets qui se produisent dans le plans du contact sol/structure, de sorte que, dans l'analyse de la réponse dynamique, non seulement les propriétés structurelles soient incluses mais également les propriétés du sol sous-jacent. L'interaction sol structure peut donc contribuer à amplifier ou à diminuer la réponse dynamique de la structure.

L'utilisation de la méthode des élément finis le bais du code « plaxis » dans le domaine géotechnique est très courante pour l'étude des grands projets. Elle permet de réaliser des analyses par éléments finis afin de vérifier la stabilité des ouvrages, de déterminer la déplacement et la contrainte en tenant compte de l'interaction sol-fondation d'un pont dalle et de nous permettre de procéder au dimensionnement des ponts.

### **L'objectif principal de cette étude était**

D'examiner les facteurs qui résumant effectivement les caractéristiques des mouvements sismique avec une attention particulière aux effets des séismes réels. Dans cette évaluation les réponses d'un système sol-fondation d'un pont dalle ont été adoptées. Cette étude suggère la possibilité de caractériser le séisme par un nombre minimum de paramètre d'étudier l'effet de l'interaction sol-structure sur le mouvement sismique.

### **Mots clés**

Séisme, Interaction sol-structure, Comportement de l'interaction sol-structure, plaxis.

## **ABSTARCT**

The complexity of soil structure interaction problem lies in the integration and coupling of two elements, the soil and the structure. This may describe the effects that occur in the plane of the contact soil / structure, so that, in the analysis of the dynamic response not only the structural properties are included but also the underlying soil properties. The interaction soil structure can magnify or reduce the dynamic response of the structure.

Using the finite element method with the code « plaxis » in the geotechnical field is very common for the study of large projects. It allows finite element analysis to check the stability of structures, determine its velocity and acceleration, taking into account the soil- foundation interaction of a slab bridge and we proceed to the design of bridges.

The main objective of this study was:

To examine the factors that effectively summarize the characteristics of seismic movements with particular attention to the effects of real earthquakes. In this evaluation the responses of a ground-foundation system of a slab bridge were adopted. This study suggests the possibility of characterizing the earthquake by a minimum number of parameters to study the effect of soil-structure interaction on seismic motion.

To study the effect of soil-structure interaction on seismic motion keywords:

Earthquake, Soil-structure interaction, Behavior of soil-structure interaction, plaxis.

## ملخص

يكن تعقيد مشكلة تفاعل بنية التربة في التفاعل والاقتران بين العنصرين ، والتربة والهيكل. هذه الظاهرة يمكن أن تصف التأثيرات التي تحدث في مستوى تلامس التربة / البنية ، بحيث أنه في تحليل الاستجابة الديناميكية ، لا يتم تضمين الخصائص الهيكلية فقط ولكن أيضا خصائص التربة الكامنة. وبالتالي يمكن أن يساعد تفاعل بنية التربة في تضخيم أو تقليل الاستجابة الديناميكية للهيكل.

إن استخدام طريقة العناصر المحدودة بواسطة الكود "plaxis" في الحقل الجيوتقني شائع جدًا لدراسة المشروعات الكبيرة. يسمح تحليل العناصر المحدودة للتحقق من استقرار الهيكل ، لتحديد سرعته وتسارعه من خلال الأخذ بعين الاعتبار تفاعل أساس التربة لجسر بلاطة والمضي قدما في تصميم الجسور.

### الهدف الرئيسي لهذه الدراسة هو:

لفحص العوامل التي تلخص بفعالية خصائص الحركات الزلزالية مع اهتمام خاص لآثار الزلازل الحقيقية. في هذا التقييم تم تبني ردود نظام الأساس الأرضي لجسر الكتل. تقترح هذه الدراسة إمكانية وصف الزلازل بأقل عدد من المعلمات لدراسة تأثير تفاعل بنية التربة على الحركة الزلزالية.

### كلمات مفتاحية :

زلازل و التفاعل التربة البنية وسلوك التفاعل البنية التربة plaxis

# LISTE DES TABLEAUX

## Chapitre I

Tableau (I-1) : rapports de l'épaisseur sur la portée la plus longue.....	8
Tableau (II-2) : Coefficient de dégressivité transversale $a_1$ de A(I).....	11
Tableau (III-3) : Coefficient de dégressivité transversale $a_2$ de A(I).....	11

## Chapitre II

Tableau (II-1) : Coefficient d'accélération.....	24
--	----

## Chapitre IV

Tableau (IV-1) Propriétés du sol constituant le massif.....	45
Tableau (IV-2) : Propriétés de l'élément structural (plate).....	45

## Chapitre V

Tableau (V-1) : Coordonnées des points sélectionnés pour l'édition des résultats des calculs.....	54
Tableau (V-2): Les valeurs maximales de déplacement, vitesse et accélération pour les différents points.....	59
Tableau (V-3) : Coordonnées des points sélectionnés pour l'édition des résultats des calculs.....	59
Tableau (V-4): Les valeurs maximales de déplacement, vitesse et accélération pour les différents points.....	64
Tableau (V-5): Les valeurs moyennes de déplacement et contrainte.....	65
Tableau (V-6): Déplacement des points (1 <sup>eme</sup> cas).....	66
Tableau (V-7): Déplacement des points (2 <sup>eme</sup> cas).....	67

# Listes des figures

## Chapitre I

Figure (I-1) : différentes parties d'un pont.....	3
Figure (I-2) : photo et schéma d'un pont à poutres.....	4
Figure (I-3) : photo et schéma d'un pont mixte.....	4
Figure (I-4) : photo représente un pont-dalle.....	5
Figure (I-5) : configuration classique de franchissement autoroutier : voiles en axes, Colonnes en rives.....	6
Figure (I-6) : dalle à larges encorbellements.....	7
Figure (I-7) : système de charge Bc.....	12
Figure (I-8) : système de charge Bt.....	13
Figure (I-9) : Système Br.....	13
Figure (I-10) : système de charge Mc120.....	14
Figure (I-11) : Système Me 120.....	14

## Chapitre II

Figure(II-1): Coupes schématiques sur le globe terrestre.....	16
Figure (II-2): Carte de monde où apparaissent les plaques les plus importants.....	16
Figure (II-3): Localisation schématique des effets possibles d'un séisme.....	17
Figure (II-4) : faille et épicerentre.....	17
Figure (II-5): Failles Normales.....	18

Figure (II-6): Failles décrochantes.....	18
Figure (II-7): Failles inverses.....	19
Figure (II-8) : Représentation schématique du mouvement des ondes sismique. ....	20
Figure (II-9) : Les différentes phases d'un accélérogramme.....	21
Figure (II-10):spectre de réponse en pseudo vitesse (Elcentro, californie mai 1944, Composante NS.....	21
Figure (II-11) : Les différentes phases d'un accélérogramme.....	22
Figure (II-12) : Accélération en champ libre.....	23
Figure (II-13) : Zonage du territoire National.....	24
Figure (II-14) : Les séismes majeurs en ALGERIE.....	25

### **Chapitre III**

Figure (III-1) : Modèle d'interaction sol-structure.....	27
Figure (III-2) : Représentation schématique d'un calcul d'interaction sol-structure : méthode globale.....	30
Figure (III-3) : Méthode de sous-structures : méthode de frontière.....	32
Figure (III-4) : Méthode de sous-structures : méthode de volume.....	33

### **Chapitre IV**

Figure (IV-1): Interface utilisateur pour l'entrée des données.....	37
Figure (IV- 2): condition aux limites.....	37
Figure (IV- 3): Exemple de maillage.....	38

Figure (IV-4): Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire.....	39
Figure (IV-5) : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.....	39
Figure (IV-6) : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.....	40
Figure (IV-7) : Définition du module à 50 % de la rupture.....	40
Figure (IV-8) : Fenêtre des paramètres avancés du module Mohr-Coulomb.....	42
Figure (IV-9): sollicitation harmonique.....	42
Figure (IV-10): sollicitation sismique.....	42
Figure (IV-11): spectre réponse selon RPA99 version 2003.....	43
Figure (IV-12) : Profil géométrique retenu.....	44
Figure (IV-13) : Maillage de la géométrie.....	46
Figure (IV-14) : Génération des contraintes initiales.....	46
Figure (IV-15) : Sollicitation sismiques horizontal.....	47
Figure (IV-16) : Le spectre de réponse introduit dans les calculs selon le RPA 2003.....	48
Figure (IV-17) : Activation de la charge dynamique .....	48
Figure (IV-18) : position du point choisis.....	49
Figure (IV-19) : Fenêtre pour calcul les différentes phases.....	49
Figure (IV-20) : Déclarations des phases (Plaxis).....	50

## **Chapitre V**

Figure (V-1) : Plan de situation de l'ouvrage. Source Google earth.....	52
Figure (V-2) : Passage supérieur C.W.131 Msila oued Mansour.....	52
Figure (V-3): Maillage déformé du profil.....	54
Figure (V-4) : Iso valeurs des contraintes.....	54

Figure (V-5): Vecteurs déplacements.....	55
Figure (V-6): Déplacements des différents points en fonction de temps.....	55
Figure (V-7): Déplacements des différents points en fonction de temps.....	56
Figure (V-8): Vitesses des différents points en fonction de temps.....	56
Figure (V-9): Vitesses des différents points en fonction de temps.....	57
Figure (V-10): Accélérations des différents points en fonction de temps.....	57
Figure (V-11): Accélérations des différents points en fonction de temps.....	58
Figure (V-12): Courbe donnant la force en fonction de temps.....	58
Figure (V-13): Maillage déformé du profil.....	59
Figure (V-14) : Iso valeurs des Contraintes.....	60
Figure (V-15): Vecteurs déplacements.....	60
Figure (V-16): Déplacements des différents points en fonction de temps.....	61
Figure (V-17): Déplacements des différents points en fonction de temps.....	61
Figure (V-18): Vitesses des différents points en fonction de temps.....	62
Figure (V-19): Vitesses des différents points en fonction de temps.....	62
Figure (V-20): Accélérations des différents points en fonction de temps.....	63
Figure (V-21): Accélérations des différents points en fonction de temps.....	63
Figure (V-22): Courbe donnant la force en fonction de temps.....	64
Figure (V-23): Déplacement horizontal selon l'axe $XX'$ .....	66
Figure (V-24): Déplacement horizontal selon l'axe $YY'$ .....	66
Figure (V-25): Déplacement vertical selon l'axe $XX'$ .....	67
Figure (V-26): Déplacement vertical selon l'axe $YY'$ .....	68



## NOTATION ET ABREVIATIONS

### Lettres Grecques :

$\nu$  : le coefficient de poisson

$\phi$  : angle de frottement effectif.

$\psi$  : angle de dilatance.

$\rho$  : Poids volumique.

$E$  : Le module de Yong.

$F$  : force due au renforcement.

$R$  : force de réaction.

$\theta$  : angle du plan de rupture.

$\sigma$  : contrainte.

$\tau$  : contrainte de cisaillement (tangentielle).

$c$  : cohésion (effective).

### Lettres Latines :

$EA$  : Rigidité normale.

$EI$  : Rigidité e flexion.

$F$  : force

$G$  : le module de cisaillement.

$G'$  : le module de cisaillement effectif.

$K$  : Le module de compressibilité volumique.

$K_x$  : perméabilité horizontale.

$K_y$  : perméabilité verticale.

$K$  : Coefficient de réaction.

$[K]$  : Matrice de rigidité.

$[M]$  : Matrice de masse.

$[A]$  : Matrice de déplacement.

**K<sub>0</sub>** : Coefficient des terres au repos.

$\gamma_{\text{dry}}$  : Poids volumique sec.

$\gamma_{\text{wet}}$  : Poids volumique humide.

**m** : Puissance.

**P** : pression.

**U** : déplacement.

**W** : poids.

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

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

$\{\mathbf{u}\}$  : Vecteur de déplacement.

$\{\mathbf{Q}_f\}$  : Vecteur de charge.

**L** : Longueur.

**V<sub>p</sub>** : vitesse des ondes P.

**V<sub>s</sub>** : vitesse des ondes S.

**M** : Magnitude.

### **Abréviations :**

**MEF** : Méthode des éléments finis.

**ISS** : Interaction sol-structure.

**PSI-DA** : Passage Inférieur en Dalle Armée.

**PSI-DP** : Passage Inférieur en Dalle Précontrainte.

**RN** : Route Nationale.

**SETRA** : Service d'Etude Techniques des Routes et Autoroutes.

# 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 qui ont eu l'amabilité d'accepter ce travail.*

*N'oubliant jamais les personnes qui ai participé de près ou le loin à ce modeste travail spécialement **Mr :ouzandja djamel , talah naoui , hamitouch amar , issad rabeah , siddiki***

*Enfin, nous tenons à exprime notre profonde gratitude à nos familles **SALEM** et **DAHDOUH** qui nous ont toujours soutenues et à toute qui participe de réaliser ce mémoire.*

# *Dédicace*



*Je dédie cet humble travaille avec un grand amour et une sincérité et fierté :*

*Ma chère mère « **BATTA FOUZIA** »*

*Ce qui a fonctionné pour mon succès , a travers son amour , son soutien pour tous les sacrifices qu'elle a faits et ses conseils précieux , pour toute son aide et sa présence dans ma vie.*

*Mes frères : OUALID ,ZIN ALDDIN , ACHRAFF , RIAD.*

*Mes sœurs : HASSINA , RIMA.*

*en témoignage de la fraternité. Avec mes souhaits de bonheur de santé et de succès.*

*Et à ma grande famille **SALEM** et **BATTA***

*A tous mes amis , tous mes professeurs et à tous qu'ils ont participé a ce modeste travail.*

***SALEM CHAHRAZED***

# Dédicace



*Je **dédie** cet humble travaille avec un grand amour et une sincérité et fierté :*

**Ma chère mère « DAHDOUH FATOUM »**

*Ce qui a fonctionné pour mon succès , a travers son amour , son soutien pour tous les sacrifices qu'elle a faits et ses conseils précieux , pour toute son aide et sa présence dans ma vie .*

**Mon chère père « DAHDOUH DJAMEL »**

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

**Mes frères : ALI, MESSOUD, MAHDI .**

**Mes sœurs : TORKIA, WAFI, YOUSRA, CHAHINEZ.**

**Mon chère mari : GHIROUS HAMZA.**

*en témoignage de la fraternité. Avec mes souhaits de bonheur de santé et de succès.*

**Et à ma grande famille DAHDOUH**

**A tous mes amis , tous mes professeurs et à tous qu'ils ont**

*participé a ce modeste travail.*

**DAHDOUH SAIDA**

## Introduction général

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

Les nombreuses recherches en laboratoire sur le comportement des sols 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'interaction 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.

On entend généralement par interaction sol-structure l'étude du comportement d'une structure soumise à une sollicitation sismique. L'interaction sol-structure traduit la modification du mouvement du sol (ou de la structure) lors d'un séisme du fait de la présence de l'autre composant (structure ou sol). Cette interaction est bien entendue plus ou moins importante suivant la nature du sol, les caractéristiques de l'ouvrage et son mode de fondation. La nécessité d'étudier la réponse sismique d'un ouvrage, en ne le considérant pas isolément mais comme partie intégrante d'un ensemble comprenant le sol et les structures avoisinantes, rend les analyses d'interaction sol-structure impérieuses pour une part grandissent d'ouvrages importants : pont, barrages, centrales nucléaires, réservoirs de gaz naturel liquéfié.

La résolution de tout problème de mécanique nécessite une bonne connaissance de ses conditions aux limites.

Pour bien comprendre le phénomène d'ISS, il est facile d'imaginer, qu'une structure élançée de type poutre encastree à une extrémité, se comporte de manière totalement différente qu'une poutre dont l'encastrement est remplacé par une rotule avec ressort. Sa rigidité et ses fréquences propres s'en trouvent réduites alors que ses déplacements peuvent être amplifiés. Le même raisonnement peut être effectué pour un immeuble reposant sur une fondation.

# Généralité

---

La connaissance de la fondation et du sol sous-jacent est essentielle pour bien déterminer le comportement réel de la structure.

La présence de la structure influence le comportement du sol, c'est-à-dire le comportement qu'il aurait en champ libre. En effet, prenons par exemple deux structures, l'une encastrée dans un solide rocher, l'autre reposant sur un sol plus souple. La structure encastrée dans le rocher ne va pas influencer le champ libre. Le sol étant très rigide, le fait d'y ajouter une structure ne change rien à son comportement.

**Dans le premier chapitre :** nous évoquerons les type de ponts courant utilisés les pratique ; leurs avantages et inconvénients aussi que leurs domaine d'utilisation.

**Dans le deuxième chapitre :** nous introduisons les qui participent à la description du mouvement sismique. Nous évoquons les imperfections qui subsistent dans la définition de certain paramètre et les incertitudes qui accompagnent leur détermination. Nous essayons de répertorier les facteurs qui influent sur le paramètre du mouvement sismique en un point donné de la surface du sol et, nous mettons l'accent sur le rôle des facteurs liés à la source, rôle souvent sous-estimé par les calculs courants.

**Dans le troisième chapitre :** l'interaction sol-structure dans lequel sont évoqués les principes de la modélisation de l'interaction sol-structure. Ainsi que les méthodes de résolutions de l'équation de la discrétisation par élément finis.

**Dans le quatrième chapitre :** est consacré à la mise on ouvre des calculs effectués à la l'aide du code « plaxis » et études des paramètres de mouvement sismique, dans les déférentes cas d'interaction et **l'interprétation des résultats** en utilisant le code de calcul « plaxis » qui nous a permis de déterminer les « déplacements, accélérations, vitesse et les contrainte »

## **La problématique :**

Les problèmes tirés d'étude de l'influence de l'interaction sol-fondation sur la réponse sismique.

- Détermination des contraintes et les déplacements sur le pont dalle au niveau de la fondation et le sol.

## INTRODUCTION

Un pont est un ouvrage permettant de franchir un obstacle naturel ou artificiel. La conception d'un pont nécessite une étude complète et pointue de dimensionnement afin de pouvoir disposer d'un ouvrage possédant la capacité de résister aux charges du trafic, aux incidents éventuel dus à la circulation ou aux caprices de dame nature. Le concepteur doit également pouvoir construire un ouvrage réalisable avec un coût optimal.

Les ponts font partie de la famille des ouvrages d'art et leur construction relève du domaine génie civil et architectes ont appliqué leurs connaissances avec la plus grande créativité, en développant des techniques audacieuses, originales, qui ont permis la réalisation d'ouvrages exceptionnels par leurs portées, leurs hauteurs ou leurs procédés de construction.

### I-1-Définition de pont

Un pont est un ouvrage en élévation, construit *in situ*, permettant à une voie portée de franchir un obstacle naturel ou artificiel : rivière, vallée, route, voie ferrée, canal, etc. La voie portée peut être une voie routière, passerelle, pont-rail ou, plus rarement, une voie d'eau (pont-canal). On distingue les différents types d'ouvrages suivants :

**Ponceau** ou **dalot** : pont de petites dimensions (quelques mètres) ;

**viaduc** : ouvrage de franchissement à grande hauteur, généralement constitué de nombreuses travées, comme la plupart des ouvrages d'accès aux grands ponts. Le terme de viaduc est généralement réservé aux franchissements situés en site terrestre ;

**Passerelle** : ouvrage destiné aux piétons, exceptionnellement aux canalisations ou au gibier.

Les ponts font partie de la famille des ouvrages d'art et leur construction relève du domaine du génie civil. [1]

### I-2-Différentes parties d'un pont

Un pont se compose des parties suivantes :

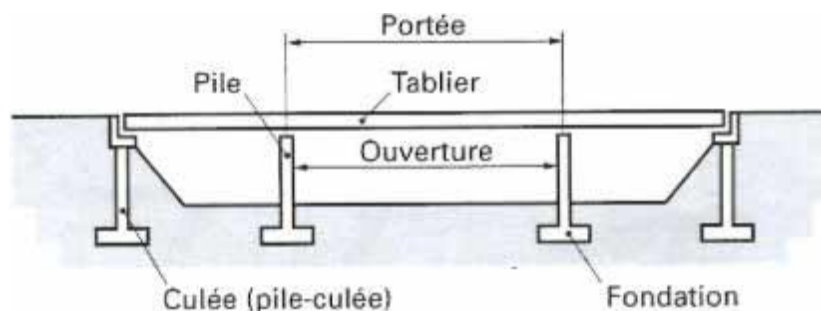


Figure (I-1) : différentes parties d'un pont

Le **tablier** : élément résistant portant la voie ; Les **appuis** : appuis intermédiaires, appelés **piles**, et appuis d'extrémités, appelés **culées**, qui assurent la liaison avec le sol et les remblais ; les appuis transmettent au sol les efforts dus aux différentes charges par l'intermédiaire des fondations. Le tablier d'un pont repose sur ses appuis par l'intermédiaire d'**appareils d'appui**.

Les **fondations** : elles permettent d'assurer la liaison entre les appuis et le sol.

La partie du pont comprise entre deux appuis s'appelle une **travée** et la distance entre deux appuis consécutifs, la **portée** de la travée correspondante. Il ne faut pas la confondre avec l'ouverture qui est la distance libre entre les parements des appuis, ni avec la **longueur** du pont.

## I-3-Les types de pont

### I-3-1-Pont à poutres

La structure peut être assimilée à une poutre droite. Pont dont la structure porteuse est constitué par des poutres travaillant à la flexion. Les poutres peuvent être en métal, en béton armé ou en béton précontraint ; elles peuvent être à âmes pleines ou triangulées. Elles peuvent être situées sous la chaussées ou au-dessus ; on dit alors que l'on a un pont à poutres latérales. [2]

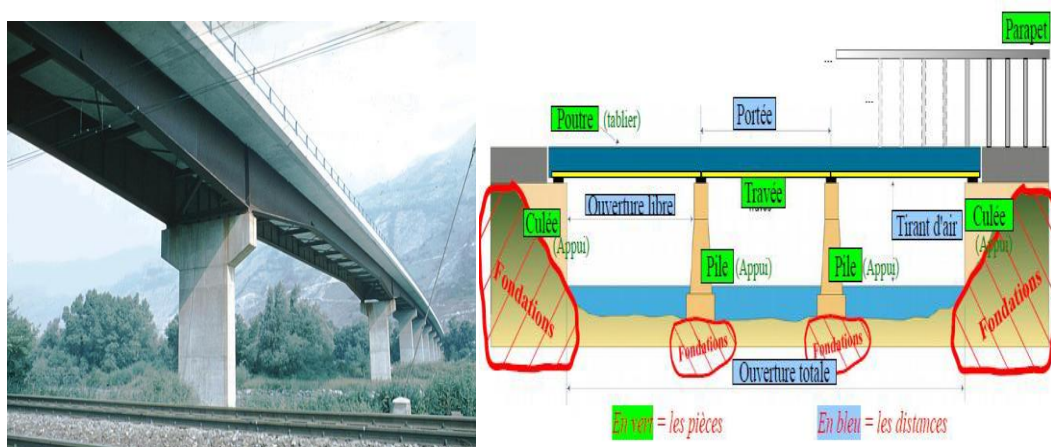


Figure (I-2) : photo et schéma d'un pont à poutres

### I-3-2-Pont mixte

Un **pont mixte acier/béton** comporte des éléments structuraux en acier et en béton armé ou précontrainte dont la particularité réside dans le fait de faire fonctionner ces matériaux selon leurs aptitudes optimales, notamment en compression pour le béton et en traction pour l'acier. Ses éléments présentent une solidarisation entre eux, sous forme de liaisons mécaniques, de façon à créer un ensemble m



Figure (I-3) : photo et schéma d'un pont mixte.

## I-3-3-Pont-dalle

Pont dont la structure porteuse est constituée par une plaque reposant sur deux ou plusieurs lignes d'appui parallèles entre elles. [2]

Les ponts-dalles constituent le type d'ouvrage le plus répandu et le plus construit en France, puisqu'ils représentent près de la moitié de la surface totale des ponts construits ces dernières années.

Cette population d'ouvrages comprend dans une large proportion des passages supérieurs ou inférieurs routiers ou autoroutiers et, dans une moindre mesure, des ponts-rails, des tranchées couvertes et des passerelles pour piétons.



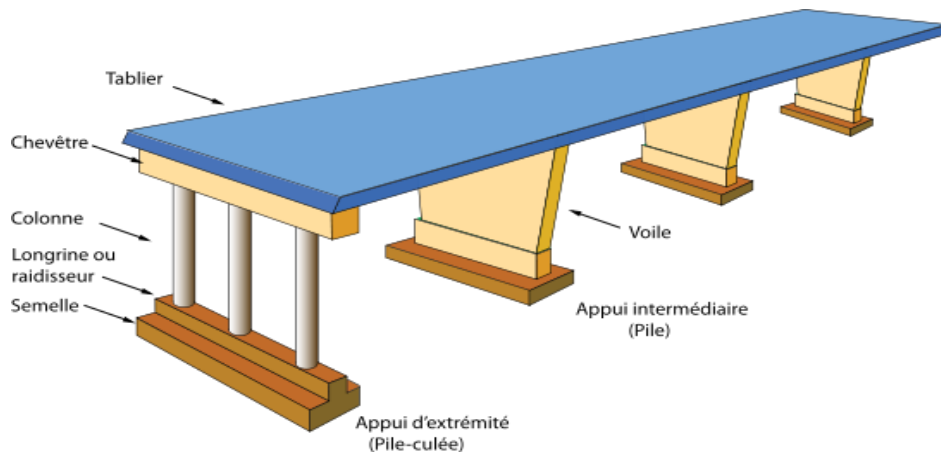
**Figure (I-4) : photo représente un pont-dalle.**

Leur longueur varie d'une quinzaine à une soixantaine de mètres et, parfois, dépasse une centaine de mètres. Leurs travées déterminantes se situent entre une douzaine et une trentaine de mètres.

Ces ouvrages sont d'aspect élancé et restent cependant robustes, grâce à leur monolithisme.

La simplicité de leur forme et leur grande réserve de sécurité constituent par ailleurs des atouts importants, ainsi que leur souplesse dans l'adaptation à toute difficulté d'implantation grâce à leur construction par coulage en place (dans le cas de tracé biais ou courbe en plan ou en élévation).

Ces avantages s'avèrent d'autant plus intéressants que ce type d'ouvrage demeure parmi les solutions de franchissement les plus économiques, sur le double plan de l'investissement et de l'entretien. [4]



**Figure (I-5) : configuration classique de franchissement autoroutier : voiles en axes, colonnes en rives.**

Les ponts dalles font l'objet de nombreux dossiers pilotes du SETRA ; on peut citer :

- PSIDA : Passage supérieur ou inférieur en dalle armée de hauteur constante et son programme de calcul associé.
- PSIDP : Passage supérieur ou inférieur en dalle précontrainte et son programme de calcul associé.
- Le guide de conception des Ponts-Dalles (publication SETRA) rassemble tous les renseignements nécessaires pour un projet d'ouvrage, tant sur le plan technique qu'esthétique. Il comprend notamment de nombreux abaques de dimensionnement.

## I-4-Morphologie

### I-4-1-Profil en long

Les ponts-dalles sont constitués dans le sens longitudinal par une dalle pleine de béton coulé en place, à inertie constante, à travée unique ou à plusieurs travées continues sur appuis simples.

L'épaisseur optimale de la dalle qui dépend essentiellement de la répartition des travées et de la portée la plus longue de l'ouvrage, varie de 0,45 m à 1 m.

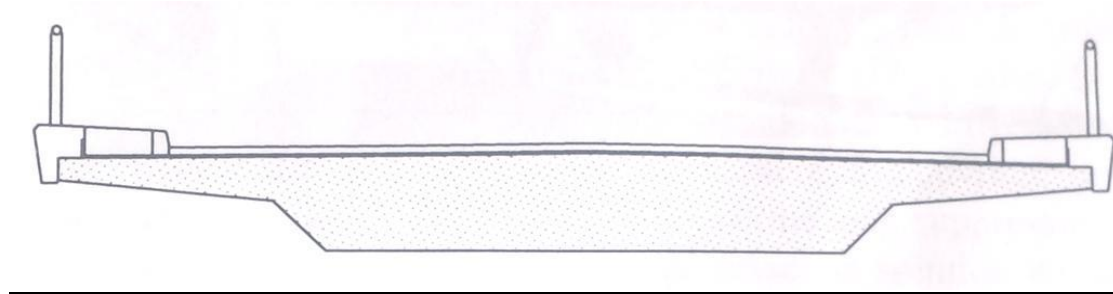
Le tablier de type PSIDA (Passage Supérieur ou Inférieur en Dalle Armée) est armé longitudinalement et transversalement. Le tablier PSIDP (Passage Supérieur ou Inférieur en Dalle Précontrainte) est armé transversalement et précontraint longitudinalement par des câbles, généralement filants d'un about à l'autre.

Dans la plupart des cas, les appuis d'extrémité sont appuyés sur des piles-culées enterrées dans les talus, les travées de rive ayant pour seule fonction d'équilibrer le fonctionnement des travées principales et de franchir l'emprise du talus.

Tel est le parti de base de ces ouvrages, qui présentent un aspect net, dégagé et fonctionnel, puisque même le profane saisit aisément l'intérêt de chacune des travées que comporte cette structure et qu'il appréciera les variations qu'on peut lui donner par combinaison des divers éléments complémentaires (forme des piles vues, biais de l'ouvrage, constitution du garde-corps, perrés sous travées de rive, etc.).

## I-4-2-Profil en travers

La section transversale de la dalle peut être rectangulaire ou comporter des encorbellements. La portée maximale des travées dépend de l'importance des encorbellements, qui augmentent le rendement de la section.



**Figure (I-6) : dalle à larges encorbellements.**

## I-4-3-Vue en plan

Les tabliers-dalles sont dans leur majorité peu biais (biais moyen supérieur à 80 grades) et à faible courbure en plan.

Il paraît utile, pour éviter toute ambiguïté par la suite, de rappeler que le biais est défini conventionnellement par l'angle de biais géométrique formé par l'axe longitudinal de l'ouvrage et la direction des lignes d'appui.

## I-5-Domaine d'emploi

Les ponts-dalles constituent une solution viable pour le franchissement des brèches de longueur variant de 15 m à 60 m avec des portées unitaires maximales de vingt cinq mètres environ. Il s'agit donc d'un type d'ouvrage très fréquemment utilisé pour les passages supérieurs ou inférieurs autoroutiers et, à un moindre degré, pour les ouvrages hydrauliques, certains ponts-rails, tranchées couvertes et passerelles pour piétons.

Les tabliers du type PSI.DA ou PSI.DP ont presque entièrement supplanté les tabliers à poutres sous-chaussée en béton armé coulés en place compte tenu des conditions économiques du marché français. En effet, s'ils consomment en moyenne un peu plus de béton que ces derniers, ils permettent de gagner beaucoup sur les coffrages (environ 1 m<sup>2</sup>/m<sup>2</sup> de surface de tablier) et surtout, le gain est très important sur les cadences d'exécution.

De plus, la simplicité des formes, la possibilité de réutiliser les cintres et les coffrages, l'utilisation d'une main-d'œuvre non spécialisée, donc moins onéreuse, compensent une consommation plus importante des matériaux.

De même, pour les ouvrages de grande longueur (dépassant 150m), les ponts-dalles précontraints restent également compétitifs par rapport aux ouvrages à poutrelles préfabriquées prétendues (de type PRAD du SETRA).

**I-5-1-Élancement**

Hormis les difficultés d'exécution dues à la sujétion du cintre dans certains cas (cours d'eau, voies en exploitation), le domaine d'emploi des dalles est surtout limité par leur faible rendement géométrique, qui les rend peu adaptées dès que les portées unitaires deviennent importantes.

Par contre, dans la gamme des portées moyennes, leur très fort élancement constitue un atout important, tant du point de vue esthétique que technique. A titre indicatif, les élancements (rapports de l'épaisseur sur la portée la plus longue) courants sont les suivants :

	<b>Travée unique</b>	<b>Deux travées</b>	<b>Trois travées ou plus</b>
<b>PSLDA</b>	<b>1/20</b>	<b>1/26</b>	<b>1/28</b>
<b>PSLDP</b>	<b>1/22 à 1/25</b>	<b>1/28 (1)</b> <b>1/25 (2)</b>	<b>1/33 (1)</b> <b>1/28 (2)</b>

**Tableau I : rapports de l'épaisseur sur la portée la plus longue**

NOTA : (1) pour dalles rectangulaires.

(2) pour dalles à larges encorbellements.

Ces valeurs donnent une idée générale sur l'élancement des tabliers-dalles routiers.

**I-5-2-Portées unitaires**

Dans le cas de la dalle en béton armé, le domaine des portées économiques se situe entre 7 et 15 mètres pour les ouvrages à 1 ou 2 travées et entre 6 et 18 mètres pour les ouvrages comprenant 3 travées ou plus.

Les portées comprises entre 14 m et 25 m, voire 30 m, relèvent du domaine d'emploi de la dalle en béton précontraint avec ou sans encorbellements latéraux. Cependant, la dalle à larges encorbellements s'impose économiquement pour les portées dépassant une vingtaine de mètres.

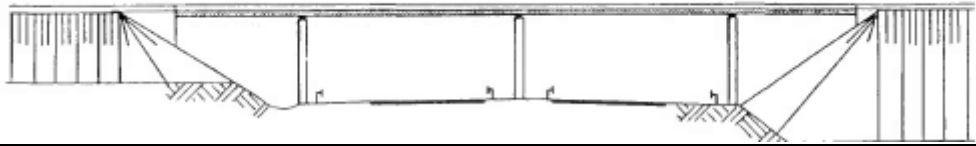
Les deux types de structures (DA et DP) ont donc une large plage commune d'emploi, de 14 à 18 m de portée déterminante, et le choix d'une structure plutôt que l'autre paraît relever davantage de considérations locales que de considérations économiques ou techniques probantes sur un plan général.

Différents cas d'emploi des ponts-dalles en passage supérieur :

Petit déblai

4 travées

Remblai



- ✚ Remblai ou petit déblai.
- ✚ Biais important.
- ✚ Epaisseur de dalle minimale.
- ✚ Largeur de terre-plein central suffisante (>3m).

Forte déblai

3 travées

Forte déblai

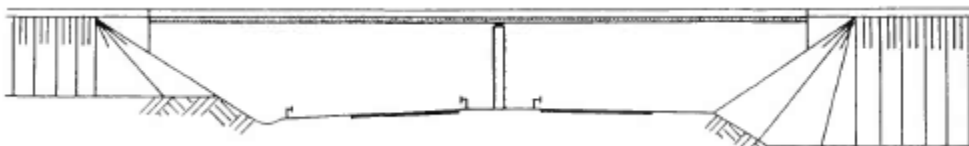


- ✚ Forte déblai.
- ✚ Biais faible ( $\epsilon > 75$  grades).
- ✚ Largeur de terre-plein central inférieur à 3 m.

Petit déblai

2 travées

remblai

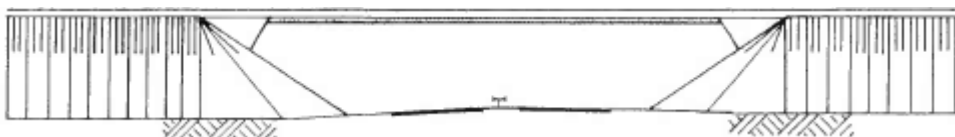


- ✚ Remblai ou petit déblai.
- ✚ Biais faible ( $\epsilon > 75$  grades).
- ✚ Largeur de terre-plein central suffisante (>3m).

Déblai modéré

Travée unique

Remblai modéré



- ✚ Remblai ou déblai modérés.
- ✚ Biais modéré ( $\epsilon > 50$  grades).
- ✚ Plate-forme réduite.

## I-6-Les avantages de pont-dalles

- Poids propre de 1,2 à 2 t/m<sup>2</sup> selon les portées.
- Réactions d'appui de l'ordre de 20 t (pile-culée) à 70 t (pile intermédiaire) par mètre de largeur droite de tablier.
- Possibilité fréquente d'accepter dans ces conditions une fondation superficielle (semelles filantes de largeur comprise entre 1,5 et 4 mètres avec un taux de travail du sol inférieur à 200 ou 300) kpa).
- Les dalles, grâce à l'importance de leur rigidité horizontale, peuvent résister sans trop de dommages aux chocs de véhicules lourds circulant sur la voie franchie.
- La précontrainte longitudinale intervient, par son effort normal et ses poussées au vide dans le sens d'une réduction des efforts dans la structure. De ce fait, les tabliers PSIDP ont un meilleur élanement et une consommation en aciers passifs plus faible que les tabliers PSIDA, qu'il s'agisse des ferraillements longitudinal, transversal ou des cadres et étriers. [4]

## I-7-Les inconvénients de pont-dalles

- quelques désordres ou défauts (flèches excessives, éclatements ou épaufures) sont dus à un dimensionnement insuffisant du béton.
- Les aciers passifs quant à eux ont pour rôle de limiter l'ouverture des fissures. Leur insuffisance ainsi d'ailleurs que leur mise en place défectueuse sont des causes directes ou indirectes de plusieurs fissurations.
- des défauts de bétonnage tenant soit à une irrégularité de l'approvisionnement du béton, soit à un défaut de vibration, soit à un manque de soin dans l'exécution des joints de reprise.
- Des fissures dues à un tassement du cintre avant le durcissement du béton.

## I-8- Charges et surcharges

### I-8-1- La charge permanente (CP)

Elle contient seulement le poids propre des poutres, des entretoises, des pièces de ponts et de la dalle (tablier). [5]

#### I-8-1-1- Système de charges A (I)

Le système A se compose d'une charge uniformément répartie dont la l'intensité dépend de la longueur L chargée est donne par la formule suivante :

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

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 à calculer à l'aide du tableau II :

Tableau II : Coefficient de dégressivité transversale a1 de A(l)

Nombre de voies chargées	1	2	3	4	≥ 5
Classement 1 <sup>er</sup>	1	1	0.9	0.75	0.7
	1	0.9			
	0.9	0.8			

On obtient par la suite la valeur A1(l) de la surcharge qui doit être inférieure à  $400 - 0,2L$  soit :

$$A1(L) = \max. [a1 * a2 * A(l); (400 - 0.2L)] \text{ en DaN/m}^2$$

$l$  (m) = longueur chargée

Quant au coefficient a2 il est calculé de la façon suivante à l'aide du tableau III :

$$a2 = v_0/v, \text{ avec } v_0=3.50m, v=l_c/2 \text{ avec :}$$

Tableau III : Coefficient de dégressivité transversale a2 de A(l)

Classe pont	1 <sup>er</sup>	2 <sup>ème</sup>	3 <sup>ème</sup>
$v_0$	3.50m	3.00m	2.75m

### I-8-1-2- Système de charges B

Les charges B sont pondérées par un coefficient de majoration dynamique  $\delta$  :

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{4}{1 + 0.2l} + \frac{0.6}{1 + 4G/S}$$

L : Longueur de la travée.

G : La charge permanente de l'ouvrage.

S : La charge B maximale.

### - Système Bc (camion type)

Le camion type du système Bc a une masse totale de 30 tonnes :

- ✚ la masse portée par chacun des essieux arrière est de 12 tonnes
- ✚ la masse portée par l'essieu avant est de 6 tonnes
- ✚ la surface d'impact d'une roue arrière est de  $0,25 * 0,25 \text{ m}^2$

- ✚ la surface d'impact d'une roue avant est de  $0,20 \times 0,20 \text{ m}^2$
- ✚ 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.
- ✚ les charges Bc sont pondérées par les coefficients  $\delta$  et  $b_c = 1,10$ . La figure 7 montre comment sont les camions de types Bc.

$$b_c = \begin{cases} 1,2 & \text{pour 1 file.} \\ 1,1 & \text{pour 2 files.} \end{cases}$$

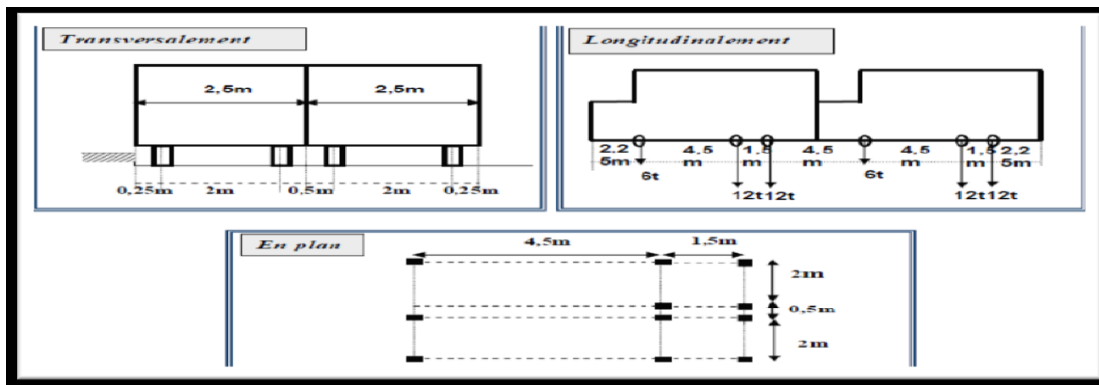


Figure (I-7) : système de charge Bc

## Système Bt (Essieu tandem)

- ✚ la masse par tandem est de 16 tonnes
- ✚ la surface d'impact de chaque roue est de :
- ✚ transversalement : 0,60 m
- ✚ longitudinalement : 0,25 m soit  $0,60 \times 0,25 \text{ m}^2$
- ✚ on peut disposer transversalement sur la chaussée au maximum deux tandems Bt et longitudinalement le nombre de tandem est limité à 1.
- ✚ la masse totale d'un camion Bt = 32t, coefficient  $b_t = 1$ .

Les charges Bt sont pondérées par les coefficients  $\delta$  et  $bt$ . La figure 8 illustre les dispositions du système Bt.

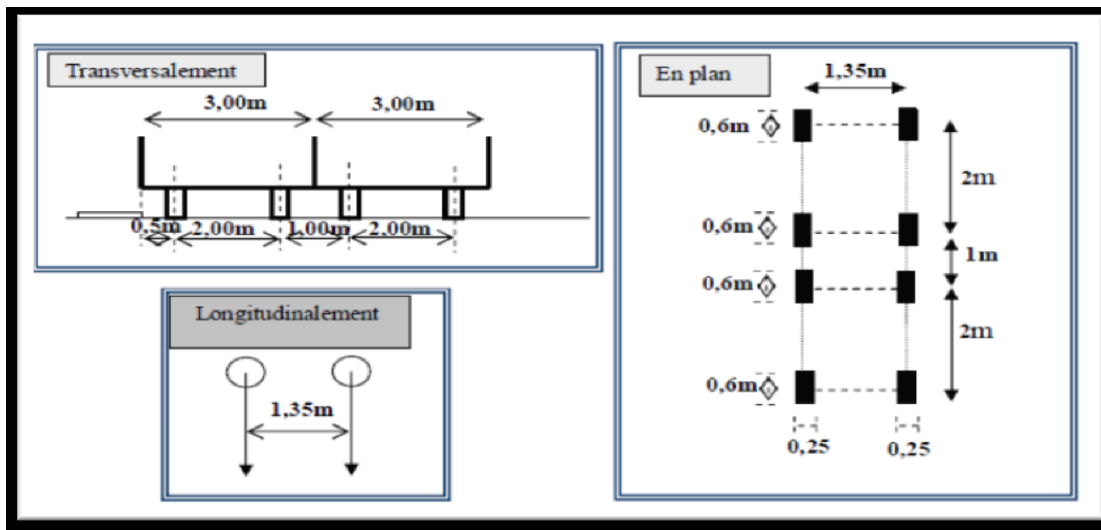


Figure (I-8) : système de charge Bt

- **Système Br (roue isolée)**

Il s'agit d'une roue isolée de 10t pouvant être placée n'importe où sur la largeur roulable.

Pour la 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. Ses caractéristiques sont données dans la figure 9.

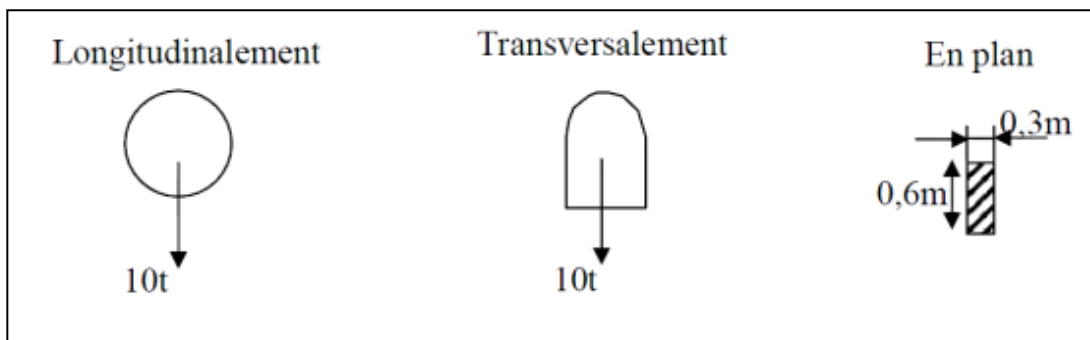


Figure (I-9) : Système Br.

**I-8-2- Les surcharges militaires**

Les véhicules de type militaire sont constitués de deux types : convoi M 80 et M 120.

Les effets des charges M 120 étant plus défavorables que ceux développés par les M 80, nous limiterons, dans ce qui suit, à l'étude des cas de charges dues aux convois M 120.

Convoi M 120 : il est constitué de deux systèmes : Mc 120 et Me 120.

- Mc 120

Un véhicule type Mc 120 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
- La figure 13 illustre ses caractéristiques.

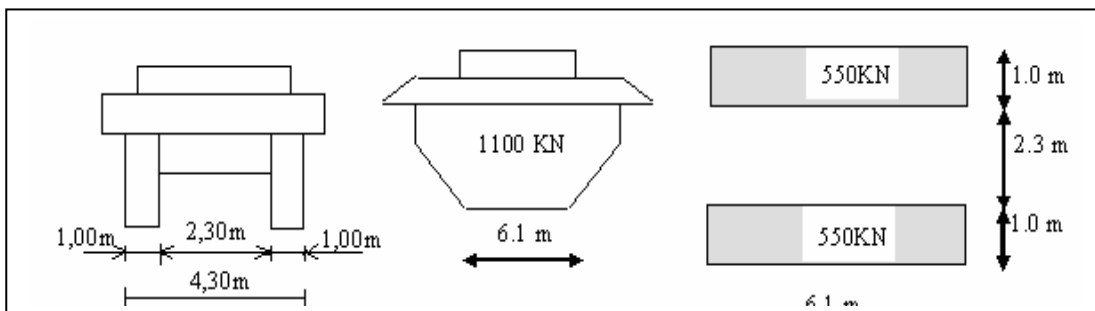


Figure (I-10) : système de charge Mc120

- Me 120

Il est constitué d'un groupe de deux essieux distants de 1,80 m d'axe en axe et sont assimilés chacun à un rouleau. Chaque essieu porte une masse de 33 tonnes, sa surface d'impact est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 4,00 et le côté longitudinal 0,15 m. ci-après la figure 11 décrit les dispositions :

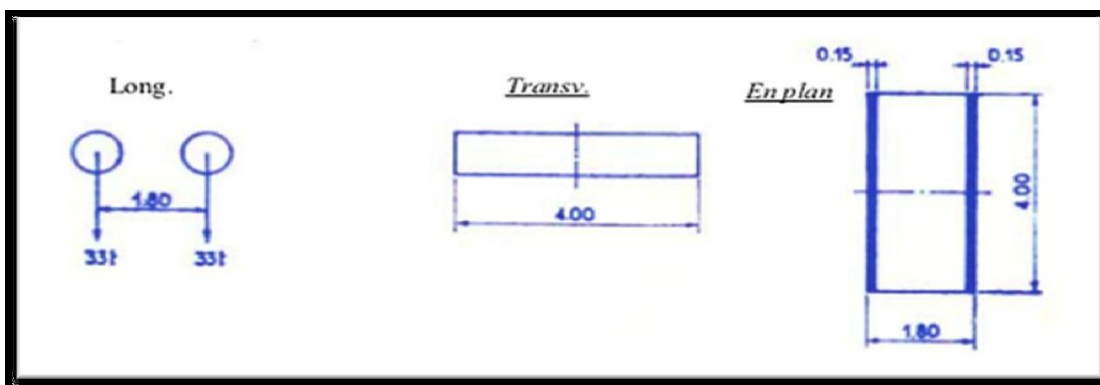


Figure (I-11) : Système Me 120.

**I-9- 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.

$$\text{ELU : } 1,35M_G + \max \left( 1,6 * \max \begin{pmatrix} A^{(I)} \\ B_c \\ B_t \\ B_r \end{pmatrix} ; 1,35 * \max \begin{pmatrix} M_{c120} \\ M_{e120} \\ E \end{pmatrix} \right) + 1,60 * \text{trottoir}$$

$$\text{ELS : } M_G + \max \left( 1,2 * \max \begin{pmatrix} A^{(i)} \\ B_c \\ B_t \\ B_r \end{pmatrix} ; \max \begin{pmatrix} M_c 120 \\ M_e 120 \\ E \end{pmatrix} \right) + \text{trottoir}$$

**Conclusion**

Les ponts comme tout les ouvrages d'art allier les qualités fonctionnelles, économiques et esthétique. Le rôle fonctionnel de l'ouvrage (portance, capacité d'écoulement du trafic, facilité d'entretien et sécurité pour les usagers) et évident de constitue sa destination même. Pour ce qui concerne le coté économique. Quant à son aspect, c'est-à-dire la beauté et l'intégration dans le site.

Les nombreuses découvertes au cours du temps (les nouvelles énergies comme le pétrole ou l'électricité, les nouveaux matériaux comme le béton, ou encore la découverte de nouvelles techniques de constructions) ont permis de créer des ponts de en plus en plus moderne, de plus en plus pratique et moins coûteux. Les nouvelles techniques de construction ont également permis aux ponts de se développer. Ces nouvelles techniques de construction ainsi que ces nouvelles découvertes font que l'homme a pu s'affranchir des contraintes naturelles liés au pont (ex : système de drainage de la pluie mis en place sur les ponts). Grâce aux avancées techniques et technologiques, les ponts sont également beaucoup plus résistants aux différentes forces qui s'appliquent sur eux.

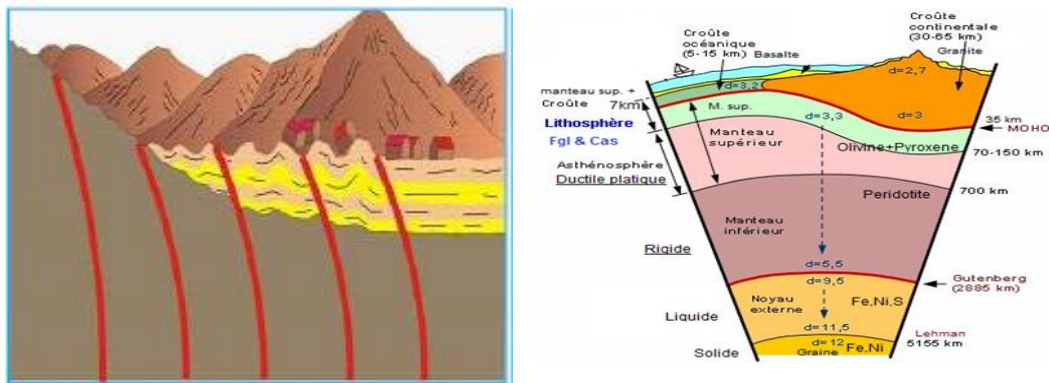
Introduction

La sismologie est la science des tremblements de terre qui consiste à détecter et à analyser les vibrations naturelles du sol et par extension, les signaux sismiques générés artificiellement, elle a contribué de manière vitale à la prévision des tremblements de terre, et à la compréhension de la tectonique des plaques. Les tremblements de terre font partie des cataclysmes naturels qui ont toujours exercé une grande fascination sur l'humanité.

Notre connaissance actuelle des phénomènes est telle que s'il n'est pas possible de prédire l'instant où un séisme se produira en un lieu donné, il est possible d'identifier les zones à haut risque sismique, et d'y construire en conséquence. Pour cela il faut comprendre le mécanisme par un certain nombre de grandeurs directement utilisable par l'ingénieur.

II.1. Séisme définition

**Qu'est-ce qu'un séisme ?** Un séisme est une libération soudaine d'énergie qui se produit à l'intérieur de la terre et qui peut occasionner des dégâts considérables à cause des ondes élastiques qui se propagent depuis le foyer jusqu'à n'importe quel point de la surface.



Figure(II-1): Coupes schématiques sur le globe terrestre.

**Comment et pourquoi se produisent les séismes ?** La croûte terrestre est formée par 7 grandes plaques et d'autres plus petites. Ces plaques sont connues sous le nom de plaques tectoniques. Les plaques ne sont pas immobiles, elles se déplacent à des vitesses allant de 1-2 cm/an pour les plaques les plus lentes, jusqu'à 6-7 cm/an pour celles les plus rapides, et elles ne se déplacent pas toutes dans le même sens, sinon qu'elles peuvent le faire en sens opposés.

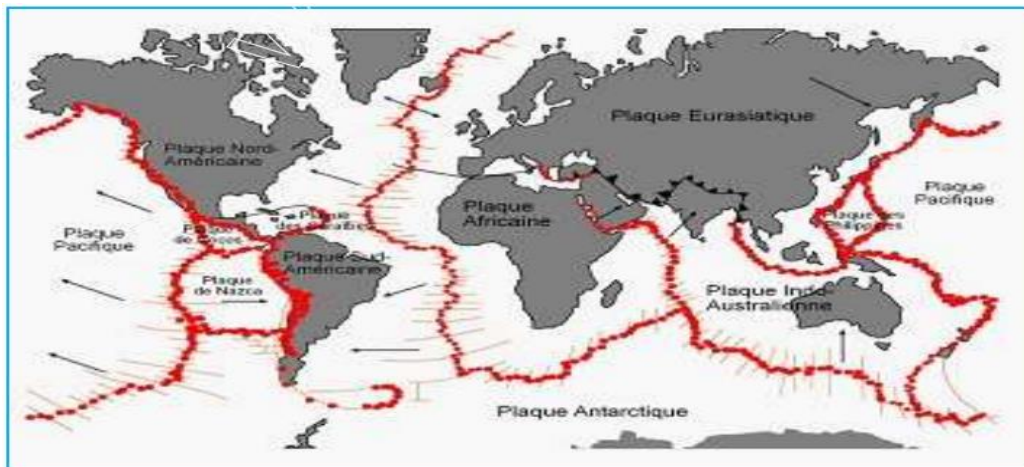
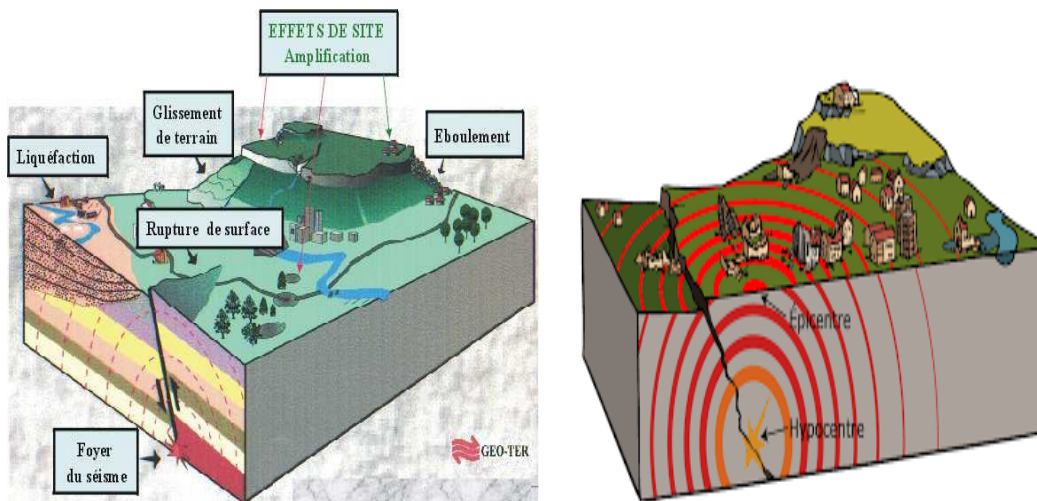


Figure (II-2): Carte de monde où apparaissent les plaque les plus importants

Le mouvement des plaques provoque des tensions, faisant que celles-ci s'accumulent jusqu'à un point où la résistance de la croûte ne peut plus supporter la tension et elle se casse. Au moment où a lieu cette rupture, l'énergie qui s'était accumulée se libère soudainement sous forme d'ondes qui se propagent dans toutes les directions en produisant une secousse du terrain. Le point où se produit la rupture est connu sous le nom d'hypocentre (foyer) et sa projection à la surface terrestre est l'épicentre. La rupture se propage au long d'une faille dont les dimensions varient selon la magnitude du séisme. [6]



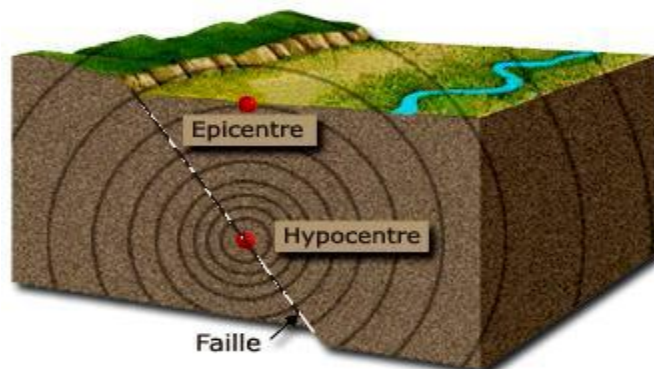
**Figure (II-3): Localisation schématique des effets possibles d'un séisme**

- Le mouvement des plaques exerce des forces sur les roches.
- Tout d'abord, les roches se déforment.
- Arrive un point où la croûte se casse en une faille et se produit une libération soudaine d'énergie.

### II.2. Paramètres d'un séisme

#### Hypocentre et épicentre

Lorsqu'un séisme est déclenché, un front d'ondes sismiques se propage dans la croûte terrestre. On nomme **foyer ou hypocentre**, le lieu dans le plan de faille où se produit réellement le séisme, alors que la **zone épicentrale** désigne la portion de surface terrestre à la verticale du foyer. Il s'agit généralement de la zone géographique où le maximum des effets du séisme est observé.



**Figure (II-4) : faille et épicentre**

### II.3. Faille

En géologie, c'est une ligne de cassure le long de laquelle un compartiment de roche, ou une section de la croûte terrestre, a été déplacé par rapport au compartiment voisin. Le mouvement responsable de cette dislocation peut être vertical ou horizontal, ou les deux à la fois.

Lorsque le mouvement d'une faille est soudain et abrupt, il peut générer un grave séisme et même fissure de la surface de la terre créant une forme de relief nommé escarpement de faille.

#### II.3.1. Faille normale

Produite par des forces de distension, elle se forme lorsque deux blocs de l'écorce terrestre s'écartent l'un de l'autre (fig. II.5).

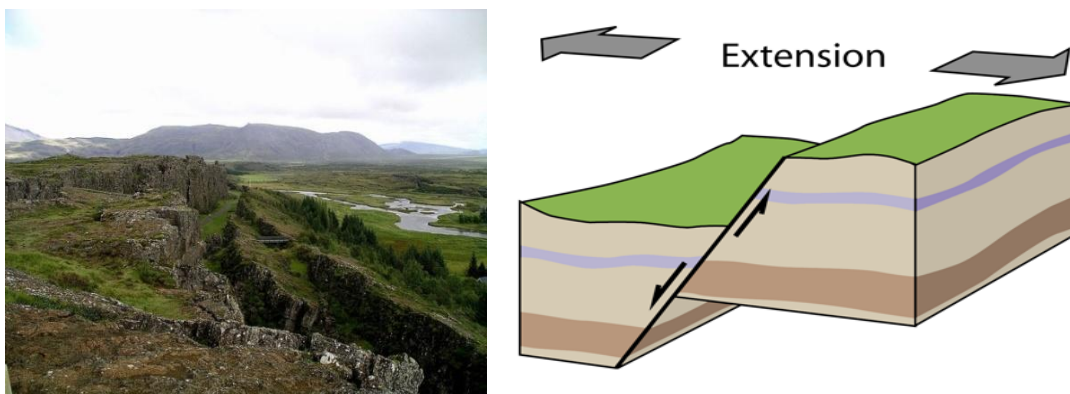


Figure (II-5): Failles Normales.

#### II.3.2. Faille transcurrente (ou de décrochement)

Se forme lorsque deux blocs de l'écorce terrestre glissent l'un contre l'autre selon un mouvement principalement horizontal (fig. II.6)

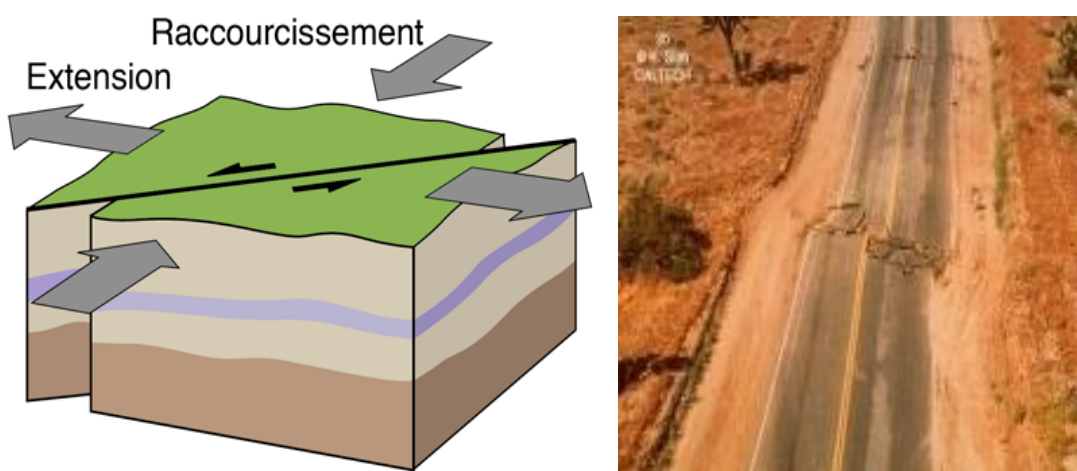
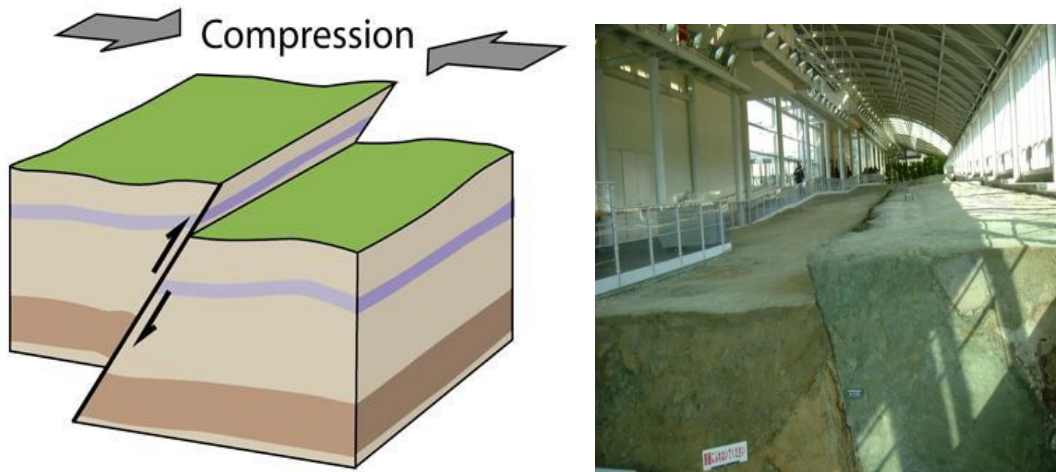


Figure (II-6): Failles décrochantes.

### II.3.3. Faille inverse

Elle est produite par des forces qui compriment la croûte terrestre, se forme lorsque deux blocs de l'écorce terrestre subissent tous deux une compression et que l'un des blocs chevauche l'autre (fig. II.7).



**Figure (II-7): Failles inverses.**

### II.4. Comment mesure-t-on les séismes ?

#### II.4.1. La magnitude

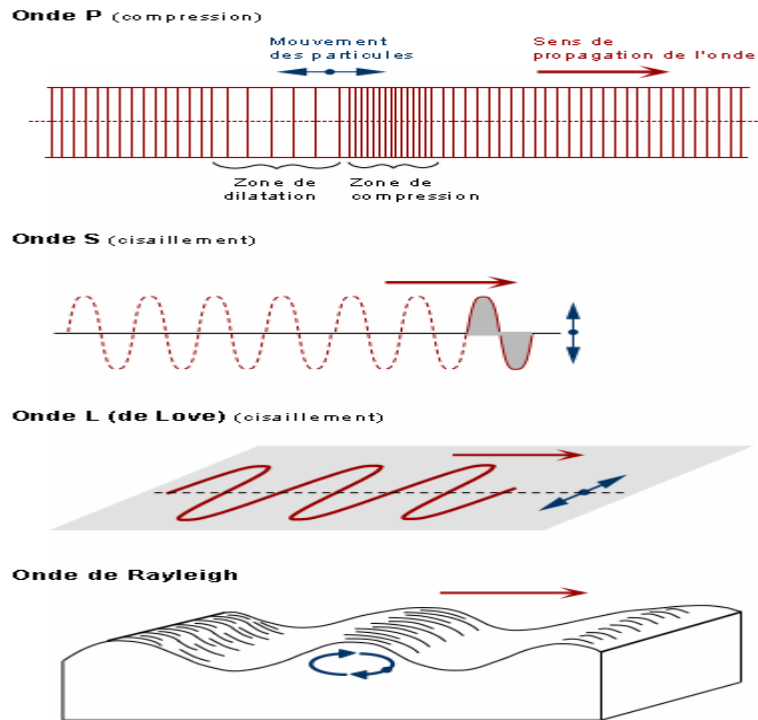
La magnitude dite de Richter instaurée par ce dernier en 1935 est basée sur la mesure de l'amplitude maximale des ondes sismiques sur un sismogramme. La magnitude est définie comme le logarithme décimal de cette valeur. Cette définition très générale montre bien le caractère empirique de cette mesure qui dépend d'une part du type de sismomètre et d'autre part du type d'élaboration graphique utilisée pour la réalisation du sismogramme sur lequel se fait la mesure. Cette dernière est aussi très variable d'une station sismique à l'autre car la radiation sismique d'un séisme n'est pas toujours homogène.

#### II.4.2. L'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.

### II.5. Les différents types d'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.



**Figure (II-8) : Représentation schématique du mouvement des ondes sismiques.**

Les ondes **P** sont des ondes de compression assimilables aux ondes sonores 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. Les ondes **S** 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. 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. 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. [7]

## II.6. Enregistrement du signal sismique

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

- ✓ Accélérogrammes.
- ✓ Spectres de réponse.

### II.6.1. Les accélérogrammes

Notre compréhension des forces ou déformations induites par les séismes s'est développée de manière considérable conséquemment à des mouvements de sol dus aux séismes, ou à la réponse des structures enregistrée sous forme d'accélérogrammes.

Les mouvements du sol enregistrés lors d'un séisme s'écrivent principalement sous la forme d'accélérogramme qui représente la variation de l'accélération dans une direction donnée en fonction du temps ; nous pouvons de même enregistrer la vitesse ou le déplacement des particules du sol. [8]

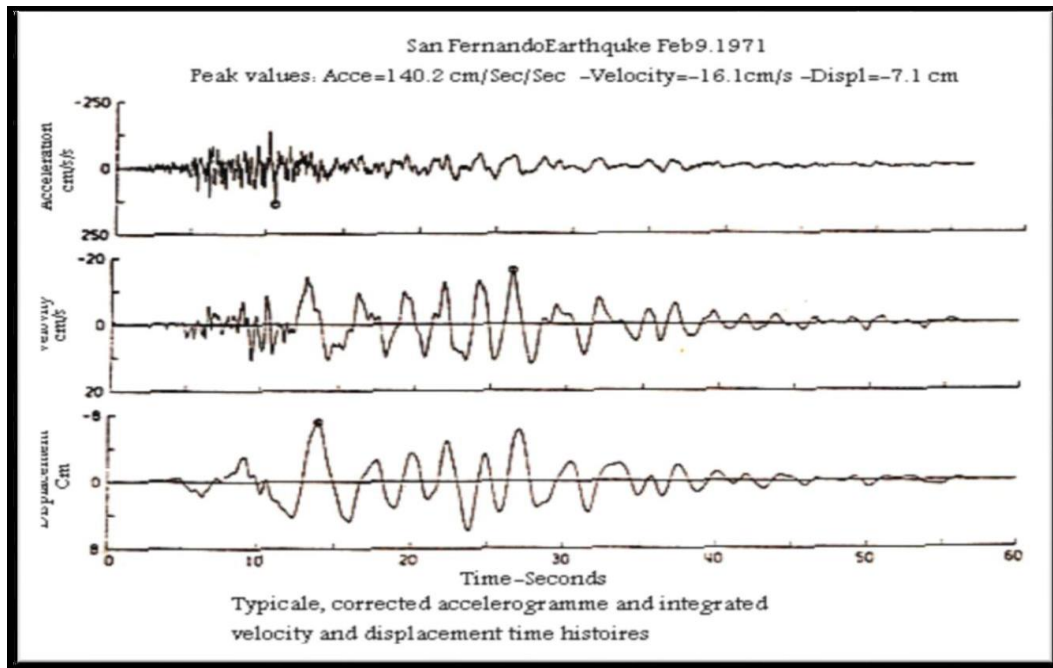


Figure (II-9) : Les différentes phases d'un accélérogramme

II.6.2. Les spectres de réponse

L'examen d'enregistrements de mouvements de sols produits par un même séisme en surface de sols de natures géologiques et géotechniques différentes fait apparaître une forte dépendance de la nature du mouvement sur les caractéristiques géotechniques.

Les spectres de réponse moyens, calculés à partir d'enregistrements réels obtenus sur des sols rocheux, argileux, raides, de profondeur moyenne ou des dépôts alluviaux profonds, montrent la nécessité qu'il y a à étudier le comportement des sols sous chargement dynamique pour parvenir, en zones sismiques, à une conception fiable des ouvrages qui y sont fondés, c'est en particulier le cas pour les ouvrages importants comme les centrales nucléaires, les barrages, les tours, .etc.

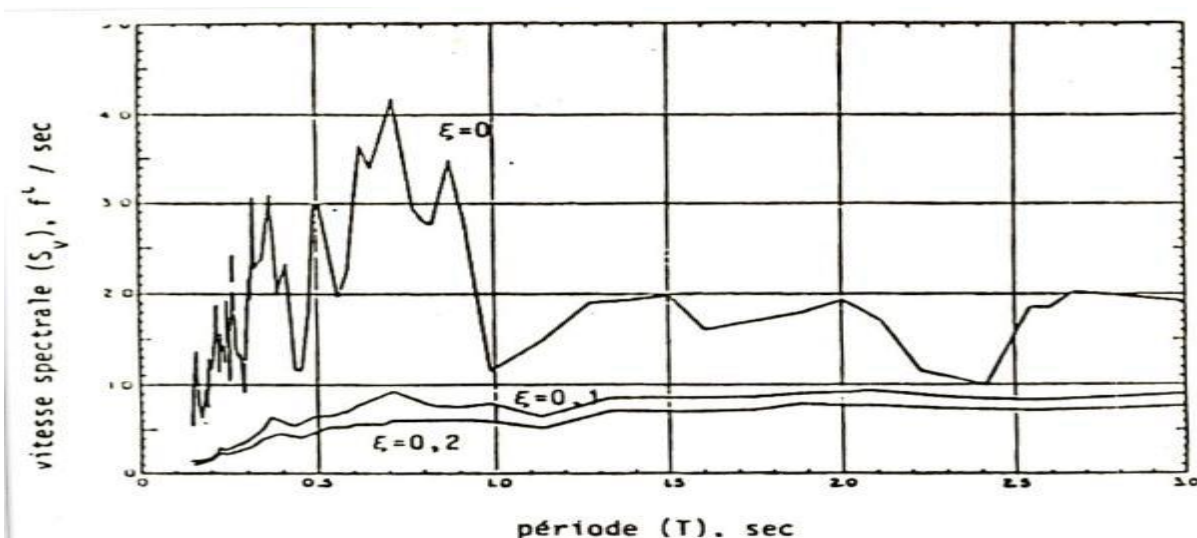


Figure (II-10):spectre de réponse en pseudo vitesse (Elcentro, californie mai 1944, composante NS

### II.7. L'accélération maximale

L'accélération  $a_{max}$  exprimée en fonction  $g$ , la vitesse et le déplacement maximale  $d$ .

Dans un accélérogramme figure (1.17) on peut distinguer quatre phases différentes :

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

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

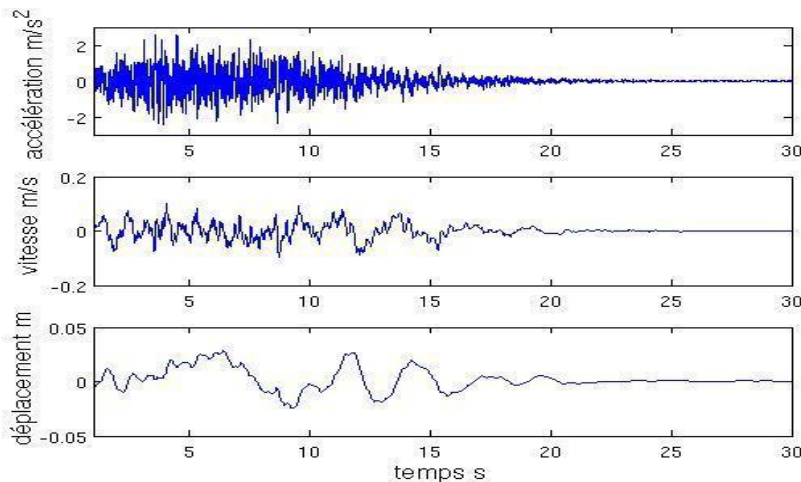


Figure (II-11) : Les différentes phases d'un accélérogramme.

### II.8. Durée du séisme

La durée du tremblement de terre est un paramètre significatif dans les processus de fissurations et dégradations progressives des éléments d'une construction. Elle est liée à la magnitude du séisme. Cette durée est au maximum de l'ordre de 60 s en zone très sismique, mais n'est que de quelques secondes en zone peu sismique.

La durée de mouvements forts du sol peut avoir une forte influence sur les dégâts du séisme.

### II.9. Mouvement du sol en champ libre

Les vibrations de la surface du sol dues aux mouvements sismiques en l'absence de l'influence de toute construction, sont 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.

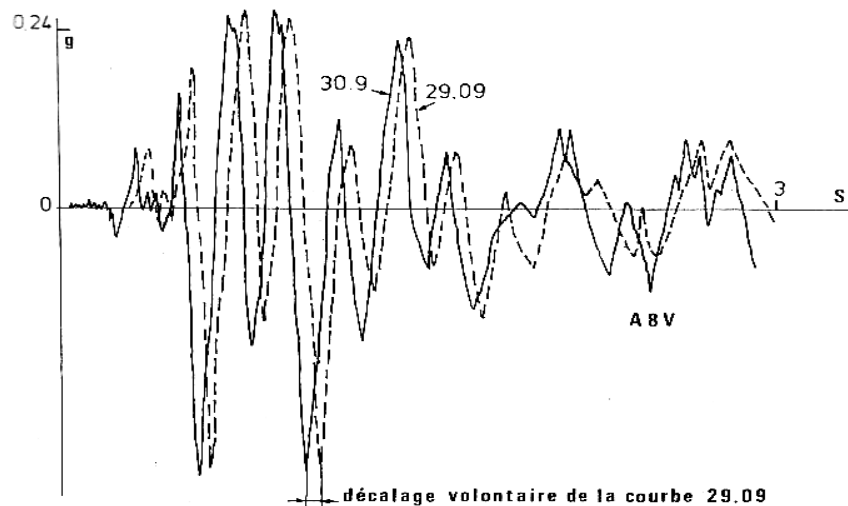


Figure (II-12) : Accélération en champ libre.

## II.10. Risque sismique

### II.10.1. Effet et conséquences des séismes

Les tremblements de terre font peser de graves menaces sur les populations vivant dans des régions sismiques. Ils peuvent semer la mort en détruisant des habitations, des édifices publics, des ponts, des barrages ou en déclenchant de catastrophiques glissements de terrains.

Les mouvements sismiques excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Les séismes engendrent également assez souvent, des effets spectaculaires et particulièrement dangereux :

- **Tassements** (Mexico 1985)
- **Liquéfaction des sols** : Les sols meubles, en particulier les sols remblayés, sont menacés par la liquéfaction, autre danger sismique. En effet, lorsqu'ils sont soumis aux ondes de choc d'un tremblement de terre, ils peuvent perdre toute cohérence et se comporter comme des sables mouvants. Des immeubles reposant sur ce type de matériaux ont été littéralement avalés, lors du tremblement de terre de San Francisco en 1906, et le cas du séisme de Chleff 1980.
- **Les raz de marée ou tsunami** : En cas de secousses sous-marines, les rivages peuvent être affectés par un autre risque : la formation de raz-de-marée ; ceux-ci sont provoqués par l'onde de choc qui se propage à la surface des eaux marines. De véritables murs d'eau sont projetés le long des côtes avec une telle violence que des villes entières peuvent être détruites ce fut le cas en 1896, à Sanriku, ville de 20 000 habitants, au Japon ainsi qu'au 1960 avec une vitesse de 750Km / h, Nikaragua 1992, et le tsunami de Sumatra 2005.

### II.10.2. Aléa sismique « séismique hasard »

Elle est définie en un site donné par la probabilité qu'au cours d'une période de référence (par exemple probabilité annuelle), une secousse sismique atteigne ou dépasse une certaine intensité.

II.10.3. Zonage du risque sismique « zoning »

Le zonage du risque sismique, c'est à dire la division du territoire en « zones de sismicité » à l'intérieur desquelles l'aléa sismique peut être considérée comme uniforme, constitue une base essentielle pour la définition de règles régissant les constructions résistantes aux séismes. Le zonage sismique s'efforce de classer les régions, suivant le niveau de l'aléa. Un grand nombre de pays adoptent la représentation suivante :

1. Zone 0 : Sismicité négligeable.
2. Zone 1 : Sismicité faible.
3. Zone 2 « a » et « b » : Sismicité moyenne.
4. Zone 3 : Sismicité élevée. [9]

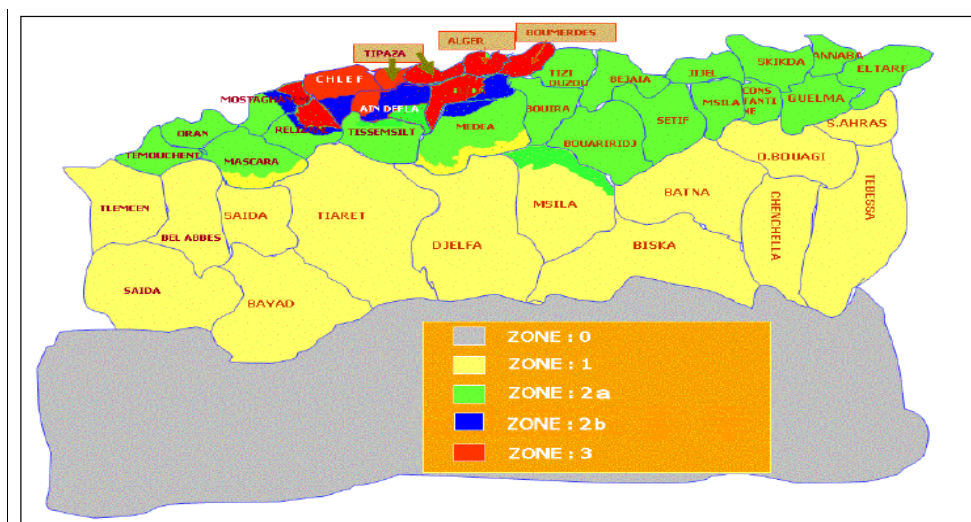


Figure (II-13) : Zonage du territoire National

Tableau 1 : Coefficient d'accélération

Groupe	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance
1A	0.15	0.25	0.30	0.40	Ouvrages d'importance vitale : Sécurité - Hôpitaux
1B	0.12	0.20	0.25	0.30	Ouvrages de grande importance: Scolaire et Culte
2	0.10	0.15	0.20	0.25	Ouvrages courants : Habitations- Bureaux
3	0.07	0.10	0.14	0.18	Ouvrages de faible importance: Hangars

II.10.4. La sismicité du passé

La connaissance de la sismicité historique permet de repérer et d'évaluer les zones et les régions à risque et l'effet des mouvements du sol sur les personnes et les biens. Cependant, ce ci doit être affiné par l'étude des failles actives. En effet, à partir de ces données historiques, on peut déterminer la fréquence, la période des événements sismiques.

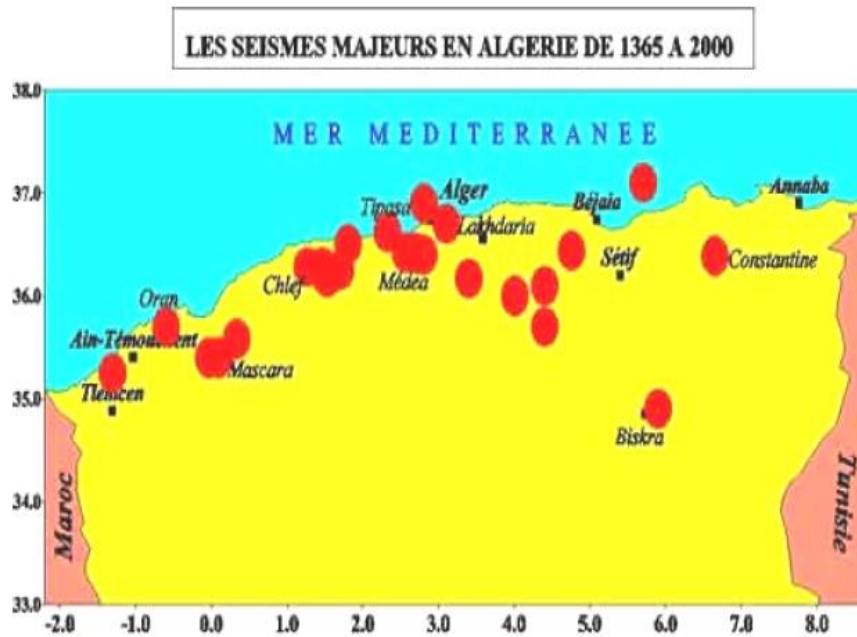


Figure (II-14) : Les séismes majeurs en ALGERIE.

### 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**

L'interaction sol-structure est un passage obligé pour appréhender d'une manière réaliste le comportement des ouvrages en relation avec le sol qui les supporte. Cette communication s'attache à présenter quelques éléments d'ordre pratique pour mettre en œuvre une démarche d'interaction sol-structure éprouvée. Les enjeux conceptuels liés à cette démarche sont mis en évidence à travers des cas concrets.

Ces études ont montré la complexité de l'interaction sol-structure et la nécessité de considérer les propriétés spécifiques du sol ainsi que celle concernant la géométrie et la rigidité de la structure pour déterminer correctement la pression des terres ainsi que le comportement global du système.

Pour l'ingénieur en charge de dimensionner la structure, l'ISS implique que les « paramètres » couramment considérés pour représenter la réponse du sol ne sont pas des propriétés intrinsèques. Pour le géotechnicien, l'ISS signifie que la réponse du sol est modifiée par la présence de la structure qu'il supporte.

En dehors des projets de grande envergure pour lesquels l'ingénieur dispose de « moyens » suffisants pour aborder le comportement du système « sol + structure » dans son ensemble, la réalité des études « courantes » est un découplage systématique des modèles de calcul « géotechnique » et « structure » particulièrement quand il s'agit de problématiques de « fondation ». Les études de soutènement sont, le plus souvent, traitées par des modèles de calcul qui intègrent de manière plus ou moins poussée les effets d'ISS.

L'ISS vise donc à corriger les limitations implicitement introduites par ce découplage. Sa mise en œuvre en pratique se heurte néanmoins à de nombreuses difficultés principalement liées au caractère faible des représentations utilisées pour décrire la réponse du sol dans le modèle structure (le fameux « ressort de sol »). Nous nous attachons dans ce qui suit à présenter, à travers une série d'exemples concrets, des propositions de schémas concrets permettant de pallier à ces difficultés. [10]

**III.1. Formulation d'un problème d'interaction sol-structure**

Une analyse complète d'un problème d'interaction doit prendre en compte :

- La variation des caractéristiques du sol avec la profondeur;
- Le comportement non linéaire du sol;
- Le caractère tridimensionnel du problème;
- Le schéma complexe de propagation des ondes qui engendrent le mouvement;
- L'interaction avec les structures voisines.

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

Dans les problèmes d'interaction sol-structure, le sol de fondation et la structure ne vibrent pas comme systèmes séparés sous excitations externes, plutôt qu'ils agissent ensemble de manière couplée. Par conséquent, ces problèmes doivent être traités d'une manière couplée. Afin de développer les équations fondamentales d'équilibre dynamique de l'interaction sol-structure, nous considérons le système sol-structure représenté sur la figure 1.

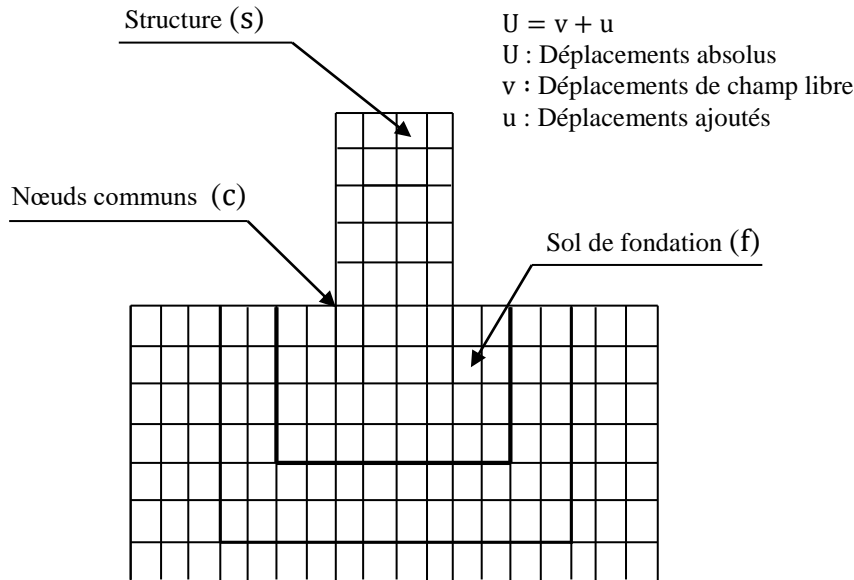


Figure (III-1) : Modèle d'interaction sol-structure

Considérons que le modèle d'ISS est divisé en trois ensembles de points nodaux [11]. Les nœuds communs à l'interface de la structure et de la fondation sont identifiés avec "c"; les autres nœuds à l'intérieur de la structure sont des nœuds "s"; et les autres nœuds à l'intérieur de la fondation sont des nœuds "f". L'équilibre de la force dynamique du système est donné en fonction des déplacements absolus, U par l'équation suivante :

$$\begin{bmatrix} M_{ss} & M_{sc} & 0 \\ M_{cs} & M_{cc} & M_{cf} \\ 0 & M_{fc} & M_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_s \\ \ddot{U}_c \\ \ddot{U}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{ss} & C_{sc} & 0 \\ C_{cs} & C_{cc} & C_{cf} \\ 0 & C_{fc} & C_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{U}_s \\ \dot{U}_c \\ \dot{U}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sc} & 0 \\ K_{cs} & K_{cc} & K_{cf} \\ 0 & K_{fc} & K_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_c \\ U_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (1.1)$$

Où la masse et la rigidité au niveau des nœuds de contact sont la somme de la contribution de la structure (s) et de la fondation (f), et sont donnés par :

$$M_{cc} = M_{cc}^{(s)} + M_{cc}^{(f)} \quad C_{cc} = C_{cc}^{(s)} + C_{cc}^{(f)} \quad K_{cc} = K_{cc}^{(s)} + K_{cc}^{(f)} \quad (1.2)$$

En termes de mouvement absolu, il n'ya pas de forces extérieures agissant sur le système. Afin d'éviter de résoudre ce problème d'ISS directement, la réponse dynamique de la fondation sans structure est calculée. Dans plusieurs cas, la solution en champ libre peut être obtenue à partir d'un modèle unidimensionnel simple de site. La solution en champ libre est désignée par les déplacements en champ libre v. Par un changement simple de variables, il est maintenant

possible d'exprimer les déplacements absolus  $U$  en termes de déplacements  $u$ , relatifs aux déplacements en champ libre  $v$ .

$$\begin{Bmatrix} \dot{U}_s \\ \dot{U}_c \\ \dot{U}_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \dot{v}_s \\ \dot{v}_c \\ \dot{v}_f \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \dot{u}_s \\ \dot{u}_c \\ \dot{u}_f \end{Bmatrix} \quad \begin{Bmatrix} U_s \\ U_c \\ U_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} v_s \\ v_c \\ v_f \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} u_s \\ u_c \\ u_f \end{Bmatrix} \quad (1.3)$$

L'équation (1.1) peut maintenant être écrite comme suit :

$$\begin{aligned} & \begin{bmatrix} M_{ss} & M_{sc} & 0 \\ M_{cs} & M_{cc} & M_{cf} \\ 0 & M_{fc} & M_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_s \\ \ddot{u}_c \\ \ddot{u}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{ss} & C_{sc} & 0 \\ C_{cs} & C_{cc} & C_{cf} \\ 0 & C_{fc} & C_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_s \\ \dot{u}_c \\ \dot{u}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sc} & 0 \\ K_{cs} & K_{cc} & K_{cf} \\ 0 & K_{fc} & K_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_s \\ u_c \\ u_f \end{Bmatrix} = \\ & - \begin{bmatrix} M_{ss} & M_{sc} & 0 \\ M_{cs} & M_{cc} & M_{cf} \\ 0 & M_{fc} & M_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{v}_s \\ \ddot{v}_c \\ \ddot{v}_f \end{Bmatrix} - \begin{bmatrix} C_{ss} & C_{sc} & 0 \\ C_{cs} & C_{cc} & C_{cf} \\ 0 & C_{fc} & C_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{v}_s \\ \dot{v}_c \\ \dot{v}_f \end{Bmatrix} - \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sc} & 0 \\ K_{cs} & K_{cc} & K_{cf} \\ 0 & K_{fc} & K_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_s \\ v_c \\ v_f \end{Bmatrix} \quad (1.4) \end{aligned}$$

Si le déplacement en champ libre  $v_c$  est constant sur la base de la structure, le terme  $v_s$  est le mouvement de corps rigide de la structure. Par conséquent, l'équation (1.4) peut être encore simplifiée par le fait que le mouvement statique de corps rigide de la structure est :

$$\begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sc} \\ K_{cs} & K_{cc}^{(s)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_s \\ v_c \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (1.5)$$

En outre, le mouvement dynamique en champ libre de la fondation exige que :

$$\begin{bmatrix} M_{cc}^{(f)} & M_{cf} \\ M_{fc} & M_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{v}_c \\ \ddot{v}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{cc}^{(f)} & C_{cf} \\ C_{fc} & C_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{v}_c \\ \dot{v}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{cc}^{(f)} & K_{cf} \\ K_{fc} & K_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_c \\ v_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (1.6)$$

Par conséquent, le côté droit de l'équation (1.4) peut être écrit :

$$R = \begin{bmatrix} M_{ss} & M_{sc} & 0 \\ M_{cs} & M_{cc}^{(s)} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{v}_s \\ \ddot{v}_c \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (1.7)$$

Par conséquent, le côté droit de l'équation (1.4) ne contient pas la masse de la fondation. L'équation de l'équilibre dynamique en trois dimensions, pour le système complet sol-structure avec amortissement ajouté, est de la forme suivante :

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[m_x]\ddot{v}_x(t) - [m_y]\ddot{v}_y(t) - [m_z]\ddot{v}_z(t) \quad (1.8)$$

Où  $[M]$ ,  $[C]$  et  $[K]$  sont les matrices de masse, d'amortissement et de rigidité, respectivement, du modèle sol-structure. Les déplacements relatifs ajoutés,  $\{u\}$ , existent pour le système sol-

structure et doivent être mis à zéro sur les côtés et le fond de la fondation. Les termes  $\ddot{v}_x(t)$ ,  $\ddot{v}_y(t)$  et  $\ddot{v}_z(t)$  sont les composants en champ libre de l'accélération, si la structure n'est pas présente. Les matrices de colonnes,  $[m_i]$ , sont des masses de direction pour la structure seulement.

### III.2. Différents types d'interaction sol-structure

Si on s'intéresse au mouvement de la fondation, les déformations du sol sont transmises à celle-ci et engendrent un mouvement de la superstructure, même en l'absence de superstructure 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.

### III.3. Méthodes d'analyse de l'interaction sol-structure

Parmi les méthodes de prise en compte de l'interaction sol-structure, on peut distinguer la méthode globale (directe), la méthode de sous-structures, et la méthode hybride. Chacune d'elles correspond à une schématisation du modèle sol-structure.

#### III.3.1. Méthode globale

La méthode globale (ou méthode directe) traite le problème d'interaction sol-structure en un tout : le modèle numérique se base sur la discrétisation spatiale de la structure et du sol. L'analyse du système complet s'effectue en une seule étape [12,13]. Cette méthode permet d'inclure en principe tout comportement non linéaire du sol ou de la structure et toute hétérogénéité présente dans le sol. Il est aussi possible de traiter avec ce genre de méthode, les conditions de contact à l'interface sol-structure et la condition de radiation et de dissipation d'énergie dans la partie infinie du sol non borné. Les principales techniques utilisées pour traiter cette condition sont : l'utilisation de frontières absorbantes, le couplage éléments finis-éléments de frontière et le couplage éléments finis-éléments infinis ainsi que d'autres techniques. Le problème à résoudre est celui défini par l'équation :

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = \{Q\} \quad (1.9)$$

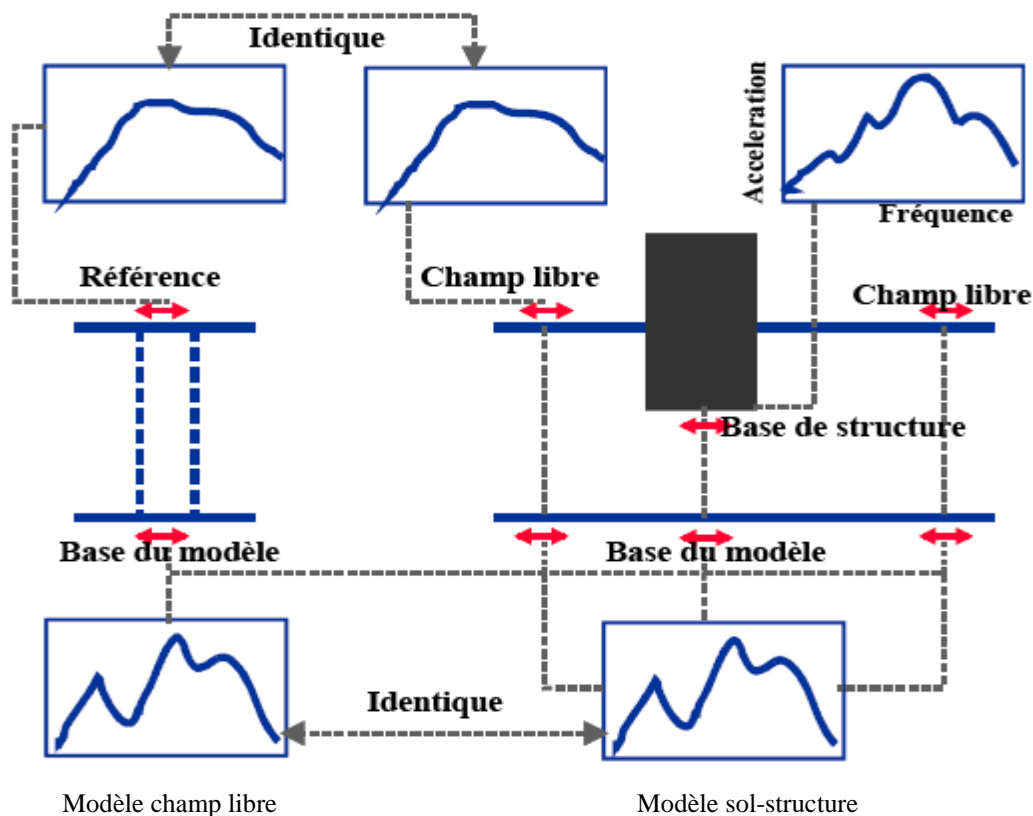
Où les matrices  $[M]$ ,  $[C]$  et  $[K]$  désignent la masse, l'amortissement et la rigidité du système complet sol-structure. Le vecteur  $\{Q\}$  comprend les forces d'excitation sismique agissant à la base du modèle. Le vecteur  $\{U\}$  contient les déplacements des nœuds du modèle par rapport à la base. Les dérivées temporelles  $\{\dot{U}\}$  et  $\{\ddot{U}\}$  sont les vitesses et les accélérations.

Si les accélérations sismiques  $\ddot{u}_g(t)$  sont connues en profondeur alors le vecteur  $\{Q\}$  est tout simplement le produit de la masse totale par le vecteur des accélérations sismiques ramenées aux

nœuds du modèle,  $I$  est le vecteur de couplage dynamique dont les composantes qui correspondent aux degrés de liberté de même direction que le mouvement sismique sont égales à un et les autres sont nulles.

$$\{Q\} = -[M] \ddot{u}_g(t) \tag{1.10}$$

La mise en œuvre pratique de telles solutions est illustrée sur la figure 2. Un problème important afférent à cette méthode réside dans la mise en œuvre du chargement sismique à appliquer au modèle numérique. Elle nécessite le déconvolution en champ libre du mouvement de contrôle défini à la surface du sol. Le mouvement calculé à la base du modèle est imposé à la base du système sol-structure.



**Figure (III-2) : Représentation schématique d’un calcul d’interaction sol-structure : méthode globale**

En théorie, la méthode globale peut être étendue aux cas tridimensionnels et est susceptible d’appréhender les comportements non linéaires dus à la loi de comportement d’un des matériaux

(sol le plus souvent) ou aux interfaces sol-structure (décollement ou glissement d’ouvrages sur leur fondation). En pratique, le coût de résolution de problèmes bidimensionnels est nettement prohibitif et on doit se restreindre aux problèmes bidimensionnels. Il faut garder à l’esprit que, si la méthode globale est généralement coûteuse du point de vue ordinateur, elle requiert souvent moins de temps humain que d’autres méthodes approchées exigeant une grande réflexion. Ce temps de réflexion représente également un coût non négligeable [14].

Un des avantages principaux de la méthode globale est sa capacité à prendre en compte les hétérogénéités résultant soit des variations de faciès, soit des variations des caractéristiques de sol provenant de non linéarités. Par ailleurs, l'expérience montre qu'elle est généralement mieux adaptée et plus faciles de mise en œuvre pour l'étude d'ouvrages enterrés.

Un des programmes de calcul les plus utilisés dans la pratique pour résoudre les problèmes d'interaction sol-structure par une méthode globale est le programme de FLUSH [15]. Ce programme incorpore une loi de comportement du type viscoélastique linéaire équivalent pour le sol, avec résolution dans le domaine fréquence. Ce programme dispose de frontières absorbantes permettant de réduire de façon significative les dimensions du maillage d'éléments finis.

### III.3.2. Méthode de sous-structures

Cette méthode s'appuie sur le principe de superposition. Le système global est subdivisé en deux parties désignées par sous-structures qui concernent la structure elle-même et le sol sur lequel elle est posée. Chacune des sous structures peut être analysée séparément et la réponse totale est obtenue par la superposition des contributions des deux réponses à l'interface liant les deux sous structures [16]. La méthode permet de réduire considérablement la taille du problème : elle est par conséquent beaucoup plus rapide que la méthode globale. Toutefois, le fait qu'elle soit basée sur le principe de superposition restreint son domaine d'application aux cas linéaires. Elle est inadaptée aux problèmes d'interaction tenant compte du comportement non linéaire des matériaux.

Les différentes méthodes de sous-structures se différencient par la décomposition en sous modèles du modèle global : on distingue la méthode dite de frontière et la méthode de volume.

#### III.3.2.1. Méthode de frontière

Cette méthode a été développée par Chopra-Gutierrez [17], Gutierrez [18], Kausel et al. [19]. Le modèle global sol-structure est divisé en deux sous-modèles représentant la structure et le sol (figure 3), tel que la compatibilité des efforts et des déplacements est écrite le long de la frontière séparant les deux sous-structures. Avec les notations de la figure 3, les différentes équations d'équilibre s'écrivent :

- structure :

$$\begin{bmatrix} M_s & 0 \\ 0 & M_b \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_s \\ \ddot{U}_b \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sb} \\ K_{bs} & K_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ P_b \end{Bmatrix} \quad (1.11)$$

- sol :

$$\begin{bmatrix} M_f & 0 \\ 0 & M_a \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_f \\ \ddot{U}_a \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ff} & K_{fa} \\ K_{af} & K_{aa} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_f \\ U_a \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -P_b \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (1.12)$$

Dans les équations précédentes [M], [K] ont les significations usuelles des matrices de masse et de raideur et {U} représente le vecteur des déplacements absolus. Pour alléger la présentation, les termes d'amortissement ont été négligés. Les solutions numériques sont obtenues, pour la méthode de sous-structures, par intégration dans le domaine des fréquences.

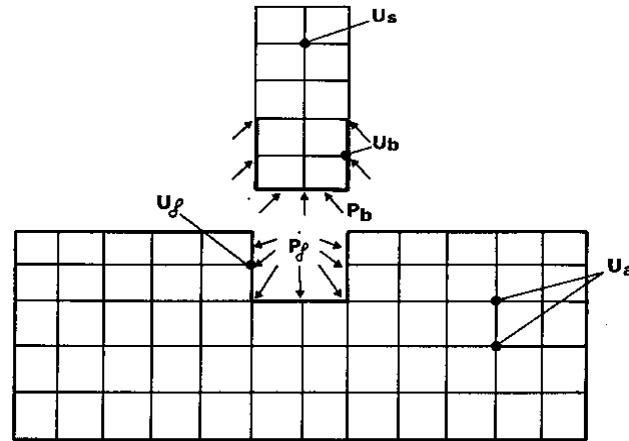


Figure (III-3) : Méthode de sous-structures : méthode de frontière

L'analogue de l'équation (1.12) s'écrit en l'absence de structure :

$$\begin{bmatrix} M_f & 0 \\ 0 & M_a \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_f^* \\ \ddot{U}_a^* \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ff} & K_{af} \\ K_{af} & K_{aa} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_f^* \\ U_a^* \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (1.13)$$

Elle régit le mouvement en champ libre, la structure n'existant plus mais l'excavation étant présente.

Par soustraction des équations (1.12) et (1.13), et en désignant par  $\{U^i\} = \{U\} - \{U^*\}$  les déplacements d'interaction, on obtient :

$$\begin{bmatrix} M_f & 0 \\ 0 & M_a \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_f^i \\ \ddot{U}_a^i \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ff} & K_{af} \\ K_{af} & K_{aa} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_f^i \\ U_a^i \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -P_b \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (1.14)$$

Jusqu'à ce stade, la formulation des équations a été faite dans le domaine temps. L'obtention de solutions par la méthode de sous-structures dans le domaine temps est possible mais extrêmement complexe et inefficace du point de vue numérique. Elle nécessite la résolution d'équation intégral-différentielle. Le domaine fréquence conduit à une formulation plus simple. L'équation (1.14) s'écrit alors en désignant avec le symbole  $\sim$  les transformées de Fourier

$$U = \sum U(\omega)e^{i\omega t} :$$

$$[-\omega^2 [M] + [K]] \{\tilde{U}^i\} = \{-\tilde{P}\} \quad (1.15)$$

Cette équation peut être condensée, pour chaque fréquence, aux f degrés de liberté situés sur la frontière de séparation :

$$[S_f(\omega)] \{\tilde{U}_f^i(\omega)\} = \{-\tilde{P}_b(\omega)\} \quad (1.16)$$

La matrice  $[S_f]$  est la matrice d'impédance du sol.

Tenant compte de la condition de compatibilité des déplacements à l'interface sol-structure :

$$\{\tilde{U}_f\} = \{\tilde{U}_b\} \quad (1.17)$$

Et de la relation :

$$\{\tilde{U}_f^i\} = \{\tilde{U}_f\} - \{\tilde{U}_f^*\} \quad (1.18)$$

La substitution de l'équation (1.16) dans l'équation (1.11) conduit à :

$$\left[ -\omega^2 \begin{bmatrix} M_s & 0 \\ 0 & M_b \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sb} \\ K_{bs} & K_{bb} + S_f \end{bmatrix} \right] \begin{Bmatrix} \tilde{U}_s \\ \tilde{U}_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ S_f \tilde{U}_f^* \end{Bmatrix} \quad (1.19)$$

Cette équation définit le mouvement de la structure, en termes de déplacements absolus, lorsque celle-ci est soumise aux forces, résultant du mouvement du champ libre, imposées le long de la frontière, interface avec le sol.

### III.3.2.2. Méthode de volume

L'interaction entre le sol et la structure est prise en compte, non seulement à l'interface sol-structure, mais à tous les nœuds de la structure sous la surface du sol [20], comme cela apparaît par la division en sous-structures définie sur la figure 4.

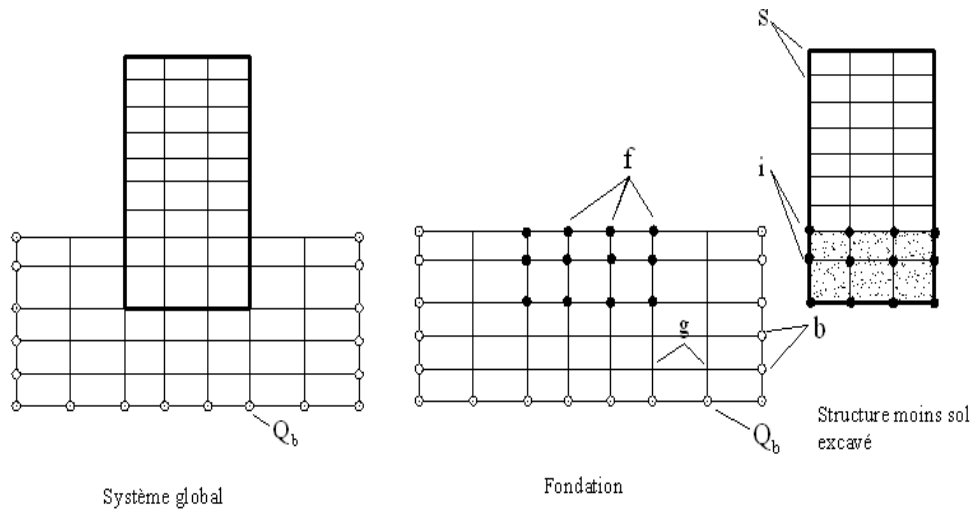


Figure (III-4) : Méthode de sous-structures : méthode de volume

Les équations du problème peuvent alors être formulées comme pour la méthode de sous-structures envisagées précédemment. Tenant compte du fait que cette méthode n'est pratiquement utilisable que pour une intégration dans le domaine fréquence et pour alléger les notations, on désigne par  $[A]$  la matrice :

$$[A] = [K] - \omega^2 [M] \quad (1.20)$$

La matrice de raideur  $[K]$  est formée à partir des modules complexes. En se référant à la figure 4, les équations d'équilibre des diverses sous-structures sont :

- sol :

$$\begin{bmatrix} a_{ff} & a_{fg} & a_{fb} \\ a_{gf} & a_{gg} & a_{gb} \\ a_{bf} & a_{bg} & a_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_f \\ U_g \\ U_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} Q_f \\ 0 \\ Q_b \end{Bmatrix} \quad (1.21)$$

$\{Q_f\}$  Représente le vecteur des forces d'interaction.

- structure (moins sol excavé) :

$$\begin{bmatrix} a_{ss} & a_{si} \\ a_{is} & a_{ii} - a_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ -Q_f \end{Bmatrix} \quad (1.22)$$

En choisissant les limites extérieures du modèle suffisamment éloignées de la structure, le mouvement du champ libre est défini par :

$$\begin{bmatrix} a_{ff} & a_{fg} & a_{fb} \\ a_{gf} & a_{gg} & a_{gb} \\ a_{bf} & a_{bg} & a_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_f^* \\ U_g^* \\ U_b^* \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ Q_b \end{Bmatrix} \quad (1.23)$$

Par soustraction des équations (1.23) et (1.21), et par condensation aux  $f$  degrés de liberté, on obtient de façon analogue à l'équation (1.16) :

$$\{Q_f\} = [X_f] \{U_f\} - \{U_f^*\} \quad (1.24)$$

L'équation du mouvement de la structure s'obtient par substitution dans l'équation (1.22) :

$$\begin{bmatrix} a_{ss} & a_{si} \\ a_{is} & a_{ii} - a_{ff} + X_f \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ X_f U_f^* \end{Bmatrix} \quad (1.25)$$

$[X_f]$  Représente la matrice d'impédance du sol.

La solution du problème d'interaction a été réduite aux trois étapes suivantes :

- détermination de la réponse en champ libre. Aucun problème de diffraction n'existe à ce stade; si les couches de sol sont horizontales, le problème peut alors être résolu.
- détermination de la matrice d'impédance  $[X_f]$ . Cette dernière contient plus de termes que celle de la méthode de frontière; cependant, dans le cas de couches horizontales, on peut avantageusement utiliser la propriété d'axisymétrie du problème, alliée à des frontières absorbantes [21].

- détermination de la réponse dynamique de la structure. il s'agit d'un problème classique.

Cette méthode a été incorporée dans un programme de calcul SASSI [20] qui permet de traiter le problème d'interaction sol-structure; le caractère tridimensionnel du problème peut être pris en compte, à un cout raisonnable, si la stratigraphie reste relativement régulière autour de la structure.

### CONCLUSION

Ce chapitre expose de façon sommaire le problème d'interactions sol-structure ainsi que la modélisation de cette interaction compte tenu de la nature du mouvement et des propriétés dynamiques de l'ouvrage et du sol.

L'interaction sol-structure permet une approche réaliste du comportement des ouvrages.

**Introduction**

L'analyse de projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes éléments finis. L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses permettent le passage de la réalité au modèle est difficile à évaluer. Il sait que le jargon éléments finis est parfois rebutant-il souhaiterait ne pas avoir à intervenir sur la numérotation des nœuds, des éléments, sur certains choix réservés au numéricien. Il voudrait disposer du code sur le PC gérant sa bureautique et sa technique quotidiennes, afin de faire une étude paramétrique des problèmes délicats. Il exige avant tout que ses journées ne soient pas encombrées par de laborieuses entrées de données et interprétations de fichiers.

**IV .1.Le code éléments finis PLAXIS**

Conçu par des géotechniciens numériciens, le code éléments finis *PLAXIS* représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse pseudo statique 2D. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité non standard (5 paramètres), avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents (méthode de longueur d'arc).

Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volumes réduits, faciles à consulter.

L'ensemble des options par défaut (condition aux limites) rend la mise en données aisée et rapide.

Enfin, les options simplifiées (initiation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné. [22]

**IV.2. Options par défaut et solutions approchées**

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

**IV.2.1. 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.

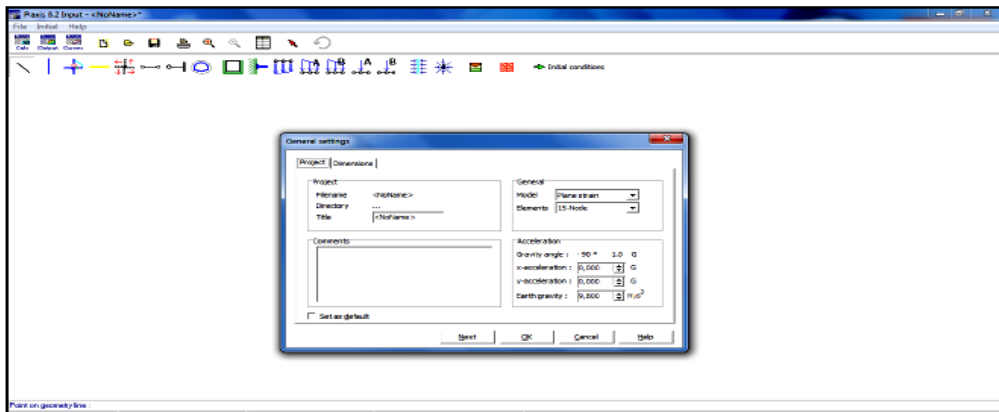


Figure (IV-1): Interface utilisateur pour l'entrée des données.

### IV.2.2. les conditions aux limites en déplacements

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

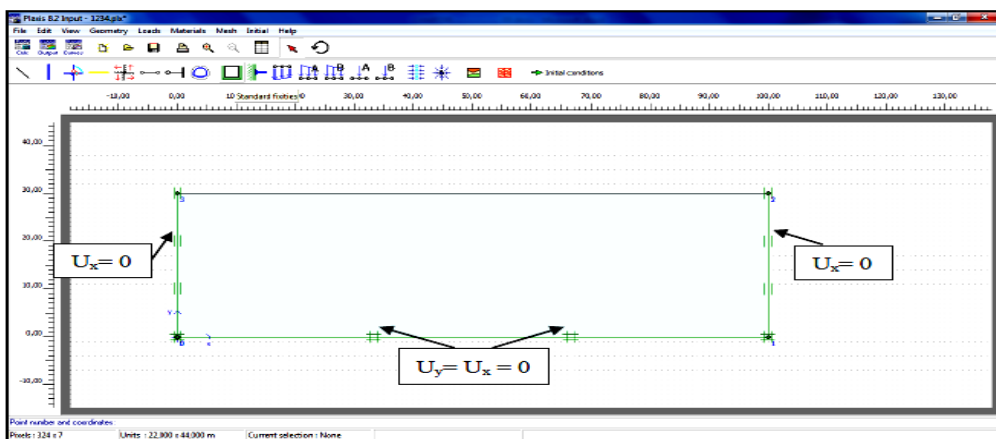


Figure (IV- 2): condition aux limites.

### IV.2.3. Le maillage

L'opérateur peut bien entendu spécifier un maillage très détaillé, mais si seules les grandes lignes de celui-ci importent, le détail des éléments, agencé de manière optimale du point de vue numérique, sera entièrement généré par le logiciel à partir d'un petit nombre de nœuds-clé, avec contrôle permanent à l'écran. Le meilleur est d'ailleurs en cours de refonte en vue d'accroître son efficacité.

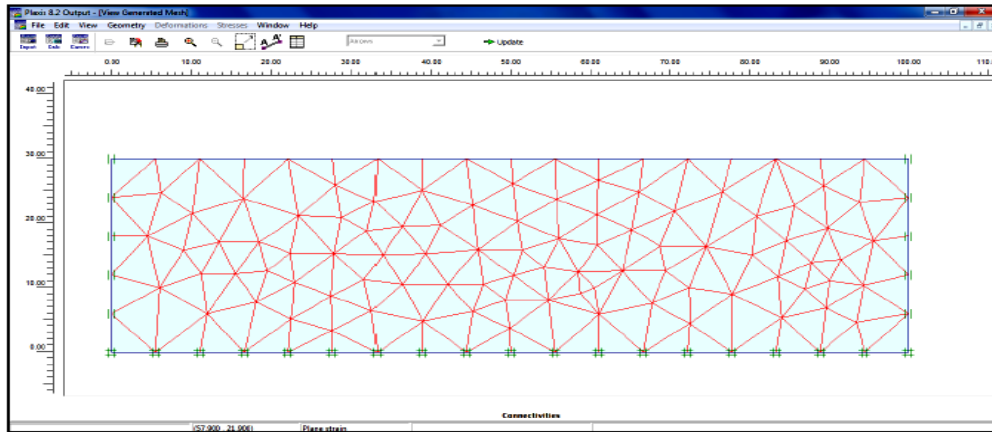


Figure (IV- 3): Exemple de maillage.

**IV.2.4. Les pressions interstitielles ont été l’objet d’un soin particulier dans PLAXIS**

Pour qui souhaite faire un calcul précis du champ de pressions interstitielles en régimes permanent ou transitoire, c’est possible grâce au module d’écoulements en milieu poreux.

Mais bien sûr, cette opération demande du temps (d’opérateur et de machine). Si la nappe phréatique n’est pas trop éloignée de l’horizontale, dans ses états initial et final, on sait que la pression diffère peu de la pression hydrostatique ; si l’on adopte ce champ de pression approchée, les calculs deviennent très simples puisqu’il s’agit seulement de manier les variations de la poussée d’Archimède ; *PLAXIS* offre cette possibilité qui est souvent très appréciable.

**IV.2.5. Un calcul par élément finis fournit une masse imposante de résultats**

Des résultats directement utiles au projeteur : déplacements, contraintes, pressions interstitielles à un stade donné du chargement, et des résultats plus mathématiques concernant le déroulement du processus de calcul proprement dit. L’ensemble de ces résultats est accessible, selon que l’on est intéressé par l’un ou l’autre aspect ; c’est également un système de menu arborescent qui permet de sélectionner les informations souhaitées.

**IV.3. Les modèles de comportement utilisés dans PLAXIS**

**IV.3.1. Modèle élastique linéaire**

Ce modèle représente la loi de Hooke pour l’élasticité linéaire et isotrope. Le modèle comporte deux paramètres de rigidité élastique, le module d’Young *E*, et le coefficient de Poisson *v*. 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 :

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

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

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

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

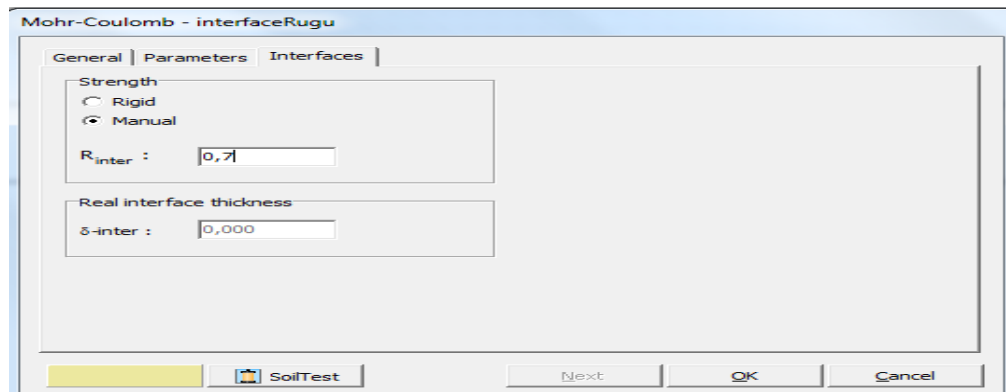


Figure (IV-4): Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire.

### IV.3.2. 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 écrouissage dont le modèle Hardening Soil de Plaxis fait partie.

### IV.3.3. Modèle de Mohr-Coulomb

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs.

Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma_n \tan\varphi + c ;$$

Où  $\sigma_n$  et  $\tau$  sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et  $c$  et  $\varphi$  respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau figure [4.5].

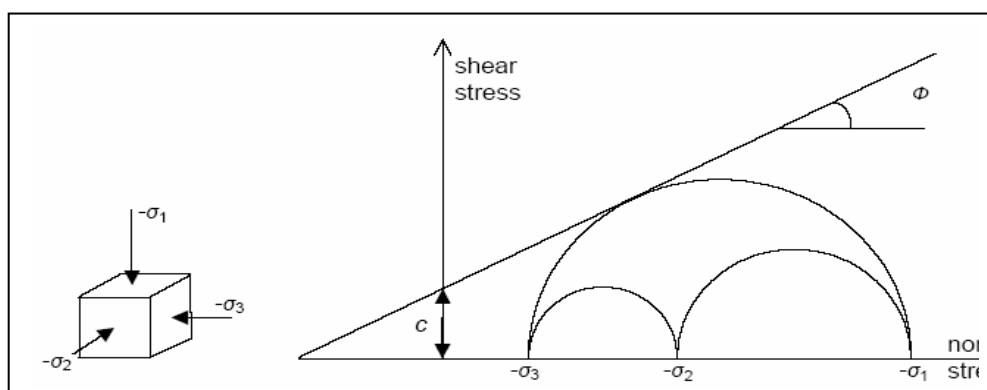


Figure (IV-5) : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres figure [4.6]. Les deux premiers sont  $E$  et  $\nu$  (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont  $c$  et  $\phi$ , respectivement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

Figure (IV-6) : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.

### a) Module d'Young

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 paraît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait au  $G_{max}$  mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux.

Il est conseillé de prendre un module moyen, par exemple celui correspondant à un niveau de 50 % du déviateur de rupture figure [4.7].

L'utilisateur doit rester conscient de l'importance du choix du module qu'il prendra en compte. Il n'y a là rien d'étonnant et la même question se retrouve par exemple dans tout calcul classique de fondation, par exemple.

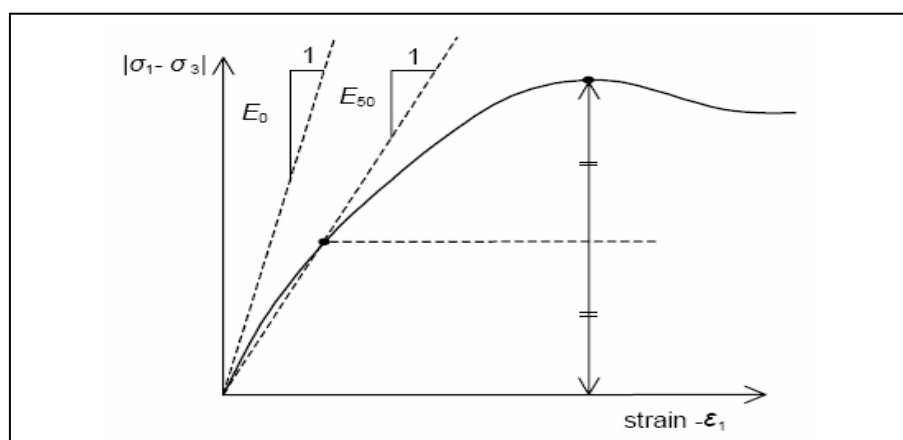


Figure (IV-7) : Définition du module à 50 % de la rupture.

Dans la boîte de dialogue des paramètres avancés, on peut aussi rentrer un gradient donnant la variation du module avec la profondeur.

### b) Coefficient de Poisson

On conseille une valeur de 0,2 à 0,4 pour le coefficient de Poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure  $K_0$  ou chargement gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de Poisson s'approche de 0,5 sans que cette valeur soit utilisable.

### c) Angle de frottement

*PLAXIS* ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement de pic soit l'angle de frottement de palier.

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. Cette valeur de  $35^\circ$  est compatible avec les angles de frottement  $\phi_{cv}$  (à volume constant, au palier).

En peut déterminer l'angle de frottement à partir de la courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb figure [4.5].

### d) Cohésion

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. Pour les analyses en non drainé avec  $\phi_u=0$ , *PLAXIS* offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : Ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre. Cette option est réalisée avec le paramètre *c-depth*. Une valeur nulle donne une cohésion constante. Les unités doivent être homogènes avec ce qui a été choisi dans le problème (typiquement en kPa/m).

### e) Angle de dilatance

Le dernier paramètre est l'angle de dilatance noté  $\psi$  ; c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

$\psi = \phi - 30^\circ$	<b>pour</b>	$\phi > 30^\circ$ .
$\psi = 0^\circ$	<b>pour</b>	$\phi < 30^\circ$ .

Le cas où  $\psi < 0^\circ$  correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique).

La valeur  $\psi = 0^\circ$  correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faibles ou moyenne sous contraintes assez fortes.

f) Les paramètres avancés

Pour tenir compte des variations avec la profondeur, on utilise les paramètres avancés Figure [4.8].

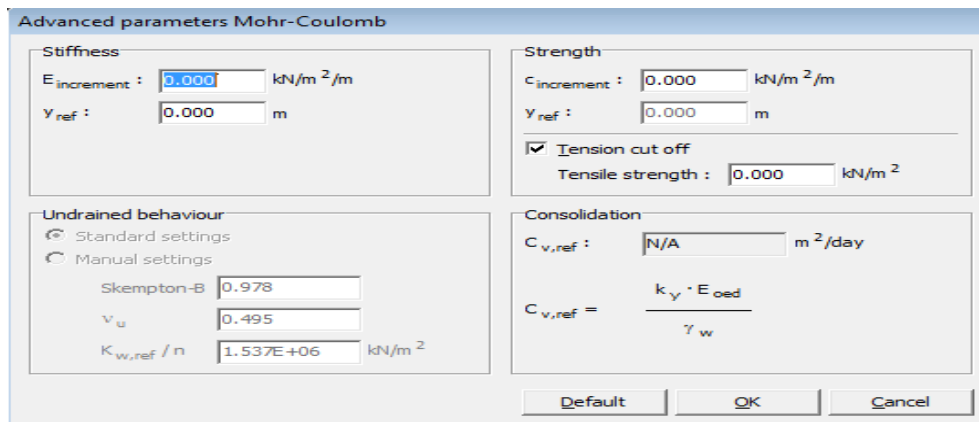


Figure (IV-8) : Fenêtre des paramètres avancés du module Mohr-Coulomb.

IV.4. Module dynamique du code PLAXIS

Le Plaxis V8 nous permet d'étudier un problème dynamique. La charge dynamique est généralement appliquée le long du substratum de la structure. Cette action peut être représentée par une force, vitesse, ou une accélération variable en fonction du temps, Dans le programme Input ; il faut spécifier quel est le système de chargement qu'on va choisir pour représenter l'action dynamique par l'option de (set dynamic load system).

Dans le programme de calcul, on peut considérer soit une sollicitation harmonique (figure 4.9) soit une sollicitation sismique (Figure 4.10).

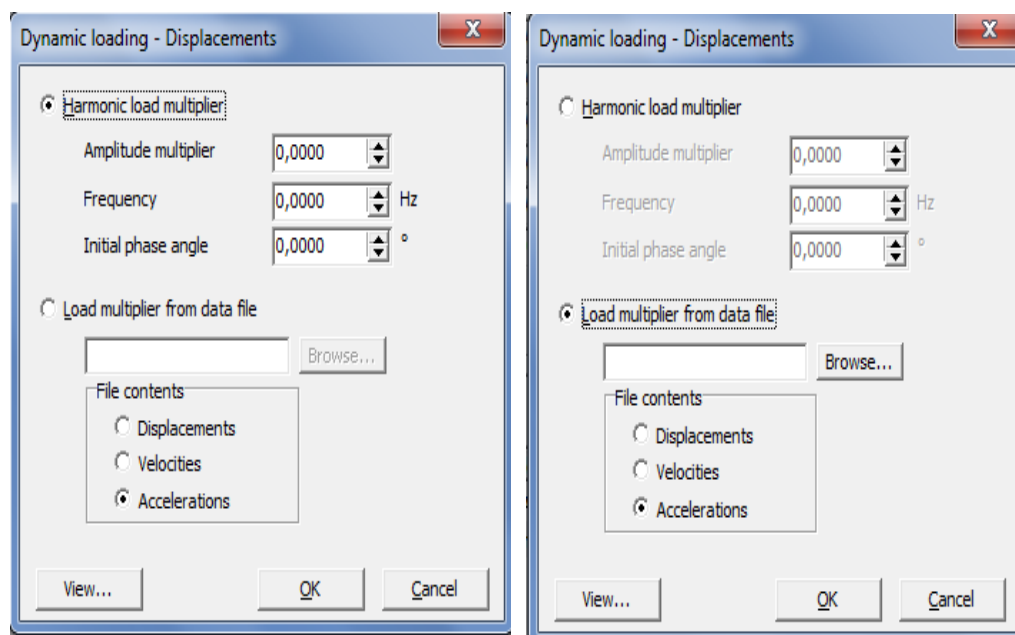


Figure (IV-9): sollicitation harmonique. Figure (IV-10): sollicitation sismique.

Le plaxis nous donne la main de simuler n'importe quel séisme par l'utilisation du fichier SMC (Strong Motion CD-ROM) ce programme est utilisé par (U.S Geological Survey National Strong-motion Program) ; et il est possible de porter plus de 200 valeurs par seconde.

Pour l'action dynamique utilisée dans ce modèle, elle est une accélération variable en fonction du temps de forme sinusoïdale avec un départ faible grandissante vers le pic à temps puis descendante et amortie vers zéro à la fin la durée totale de cette action est de 10 secs.

Dans cette étude on a utilisé « l'accélérogramme ménasri.txt » sont présentés dans le tableau suivant et figurés avec leur fichiers dans l'annexe. (Figure 4.11).

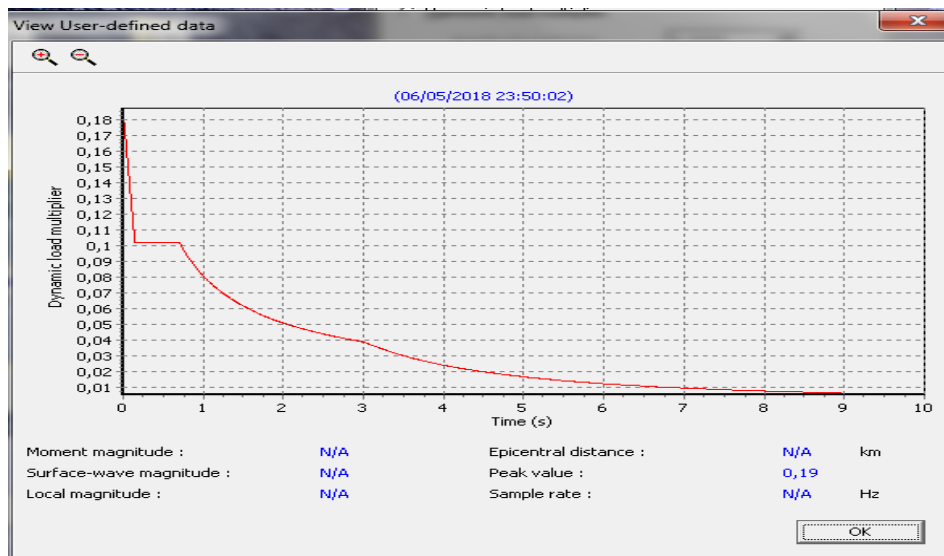


Figure (IV-11): spectre réponse selon RPA99 version 2003.

## IV.5.L'interface du code PLAXIS

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

### 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 nœuds, 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.6. Configuration du modèle géométrique retenu

Le profil géométrique retenu pour le calcul est présentée sur la figure (4-12). Il est constitué d'une fondation de largeur  $L=4.00$  m proposant sur deux couches de sol composent la géologie du site : une couche de remblai de 3 m de profondeur et une couche sable de 5 m de profondeur.

Et de longueur  $l=22,5$  m.

Finalement on choisit l'élément d'interface (*interface*) qui peut être placée dans le point  $(2,5, 11,1)$  à  $(6,5, 11,1)$ .

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 modélisées par des frontières absorbantes.

Pour des raisons de système seule la moitié du modèle est représentée ici :

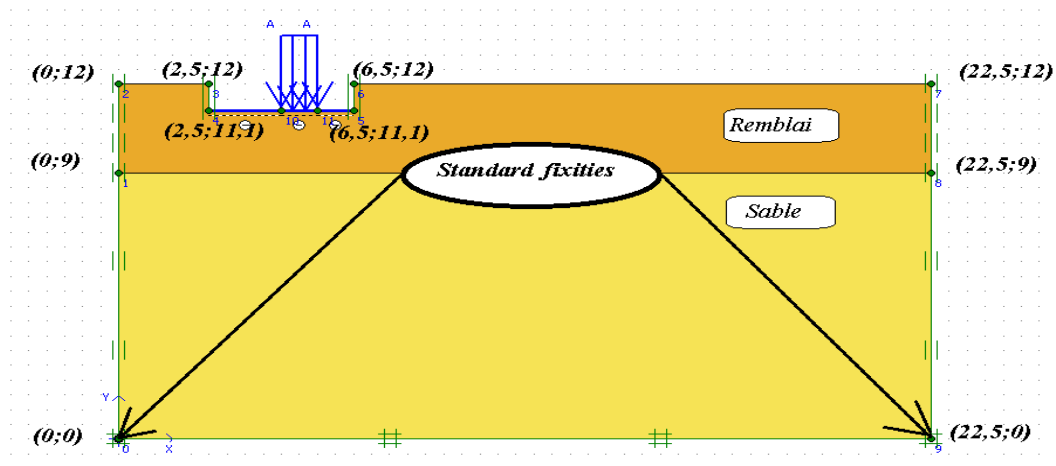


Figure (IV-12) : Profil géométrique retenu.

#### IV.6.1 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	remblai	Sable	Béton
Modèle type	Mel	-	Mohr-colomb	Mohr-colomb	Linear elastic
Profondeur h	-	m	3	5	0,4
Poids volumique sec	$\gamma_{dry}$	KN/m <sup>3</sup>	18	17	25
Poids volumique humide	$\gamma_{wet}$	KN/m <sup>3</sup>	19	19	25

<b>Perméabilité horizontale</b>	$K_x$	m/s	0	0	0
<b>Perméabilité verticale</b>	$K_y$	m/s	0	0	0
<b>Module d'Young</b>	$E_{ref}$	KN/m <sup>2</sup>	300000	135000	22000000
<b>Coefficient de poisson</b>	$\nu$	-	0,4	0,2	0,1
<b>Cohésion</b>	$C_{ref}$	KN/m <sup>3</sup>	0,2	0,2	-
<b>Angle de frottement</b>	$\Phi$	°	32	34	-
<b>Angle de dilatation</b>	$\Psi$	°	2	2	-
<b>Facteur de rigidité de l'interface</b>	$R_{interRug}$	-	0,7	1	1

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

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

2) **Fondation** : elle constituée en béton armé dont les propriétés sont de élément structural. Les propriétés de l'élément structural sont résumées dans le tableau (4-2)

<b>Paramètre</b>	<b>Nom</b>	<b>Valeur</b>	<b>Unité</b>
<b>Type de comportement</b>	Matériel type	Elastique	-
<b>Rigidité normale</b>	EA	$1,6 \cdot 10^6$	KN/m
<b>Rigidité de flexion</b>	EI	$2,5 \cdot 10^5$	KNm <sup>2</sup> /m
<b>Epaisseur équivalente</b>	D	0,9	M
<b>Poids</b>	W	29	KN/m/m
<b>Coefficient de poisson</b>	N	0,2	-
<b>Ryleigh damping</b>	$\alpha$ et $\beta$	0	-

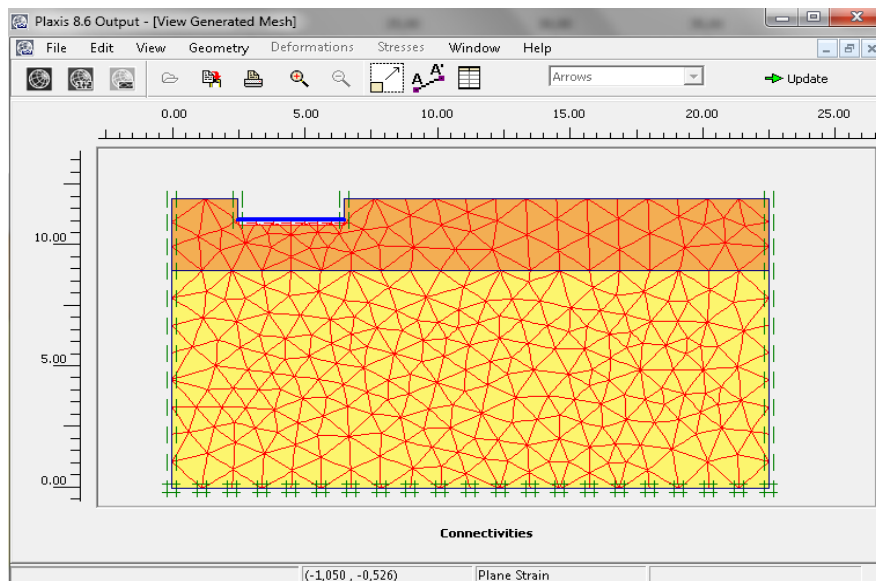
Tableau (IV-2) : Propriétés de l'élément structural (plate).

**- Valeur de charge de la structure :**

La valeur de la charge statique de la structure applique sur l'élément est de  $A = 1840 \text{ KN/m}^2$ .

**IV.6.2.Génération du maillage**

Le modale de référence choisi est constitué par élément triangulaires à 15 nœuds. Le nombre d'éléments est de 571 éléments et le nombre de nœuds est de 4732. On règle la finesse du maillage (global Coarseness) sur « very fine », (figure 4-13).



**Figure (IV-13) : Maillage de la géométrie.**

**IV.6.3.Condition initiales**

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

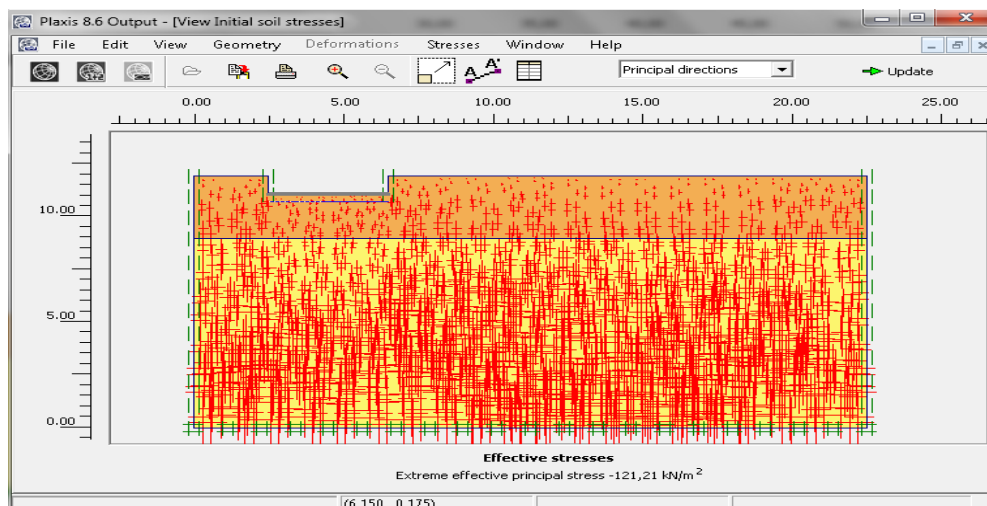


Figure (IV-14) : Génération des contraintes initiales.

#### IV-6-4-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 (4-15).

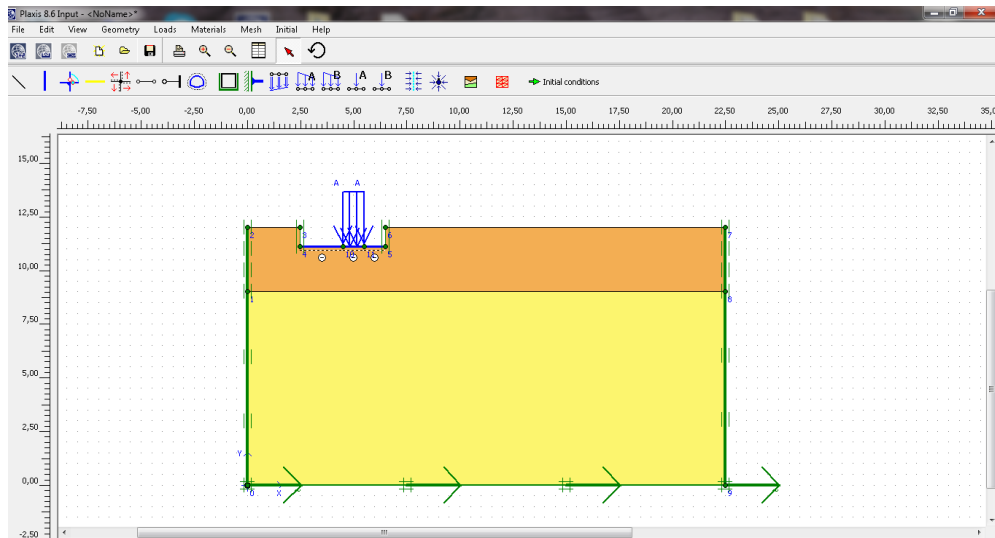


Figure (IV-15) : Sollicitation sismiques horizontal.

#### IV.6.5.Procédure de calculs

Le calcul du modèle de référence se fait défini en 4 phases :

**Phase 0** : initiation des contraintes (procédure  $K0$ ) ; on détermine les contraintes effectives initiales.

**Phase (01)** : calcul plastique avec la procédure « stage construction », en condition drainées et dans la fenêtre calcul, on choisit pour la première phase les options et dans l'onglet *Paramètres*, on prend l'option «construction par étapes» (*staged construction*) et l'option (*delete intermediate steps*) puis on clique sur le bouton *Define*.

On cliquant sur l'excavation.

**Phase 2** : calcul plastique avec la procédure « stage construction », en condition drainées avec activation de l'élément « plate of building » et l'interface rugueuse.

#### Phase 3 : phase de chargement

Calcul plastique avec la procédure « stage construction », en condition drainées avec activation de l'élément « plate of building », et de la charge statique « statique load system A = 1840 KN/m<sup>2</sup> » et l'interface, l'effort sismique.

#### Phase 04 : phase dynamique:

Chargement dynamique «< dynamique analyses >> et «< load multiplier >> et l'option «<Remise à zéro des déplacements >> (*reset displacements to zero*) puis on clique sur le bouton *Define*.

La figure (4-16) montre le spectre de réponse introduit dans les calculs selon le RPA99 V2003 en fonction de la période. Ce spectre dépend de plusieurs paramètres tels que :

- ✓ Nom du fichier résultats et son chemin d'accès.
- ✓ Coefficient d'accélération de zone.
- ✓ Facteur de qualité.
- ✓ Coefficient de comportement.
- ✓ Pourcentage d'amortissement critique.
- ✓ période caractéristique T2 du site.

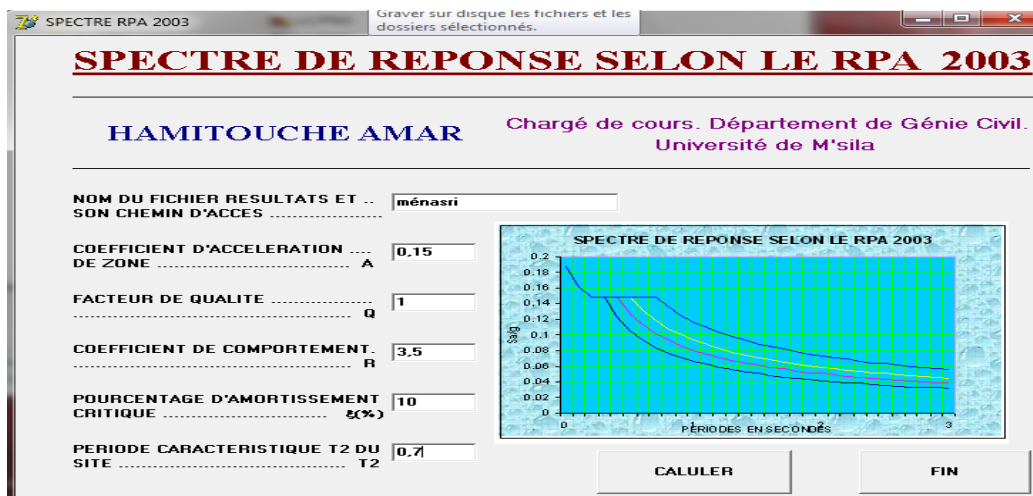


Figure (IV-16) : Le spectre de réponse introduit dans les calculs selon le RPA 2003.

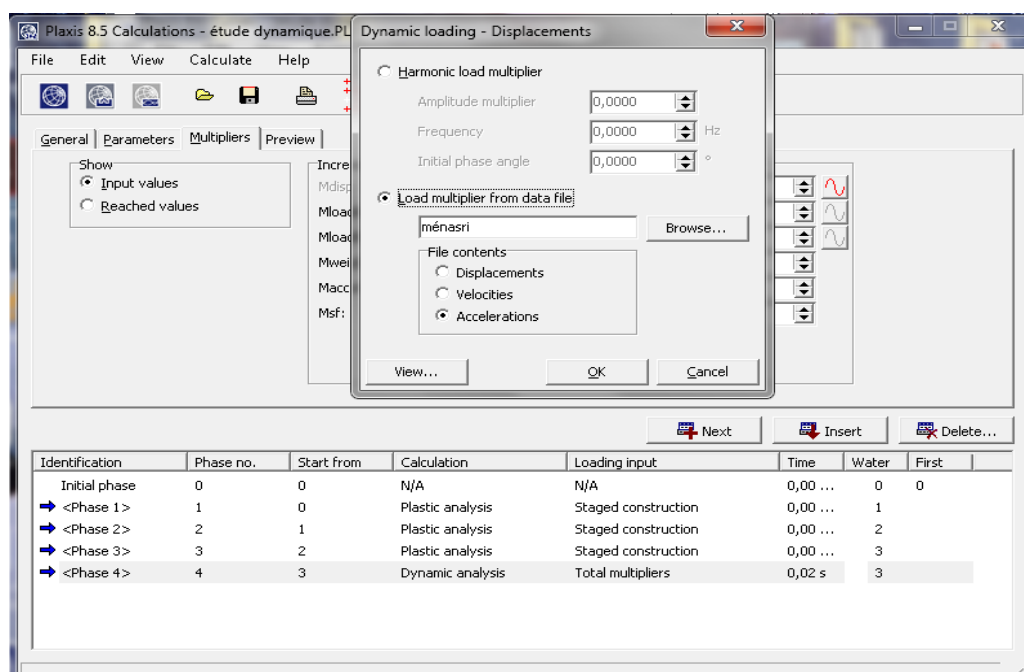


Figure (IV-17) : Activation de la charge dynamique

La figure (4-18) présenté les points durcis pour le calcul (point A, B, C). Pour déterminer les déplacements, les vitesses et les accélérations.

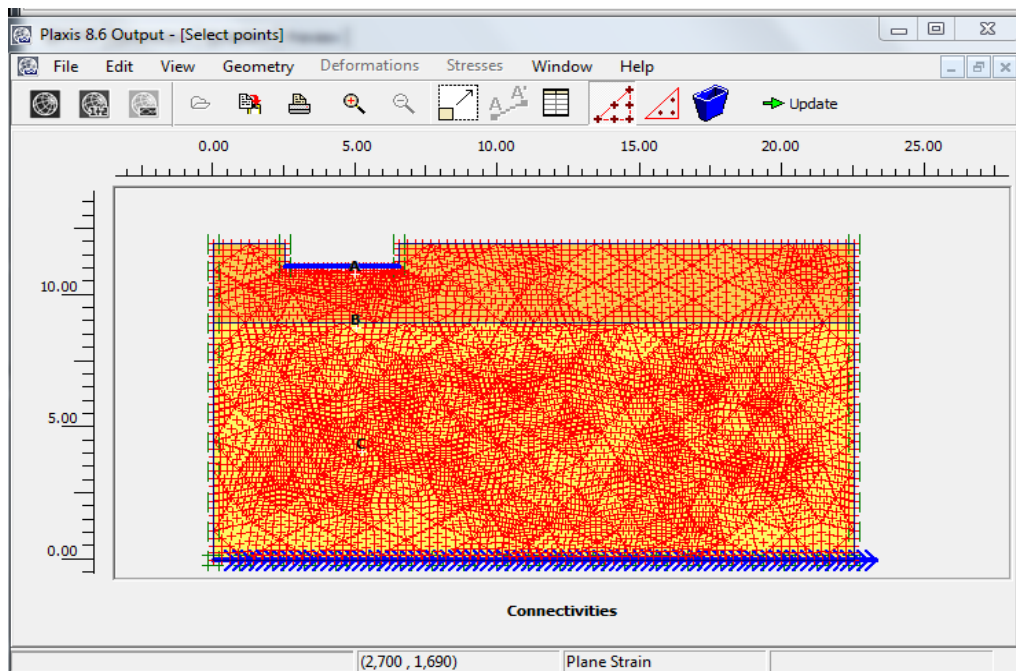


Figure (IV-18) : position du point choisis.

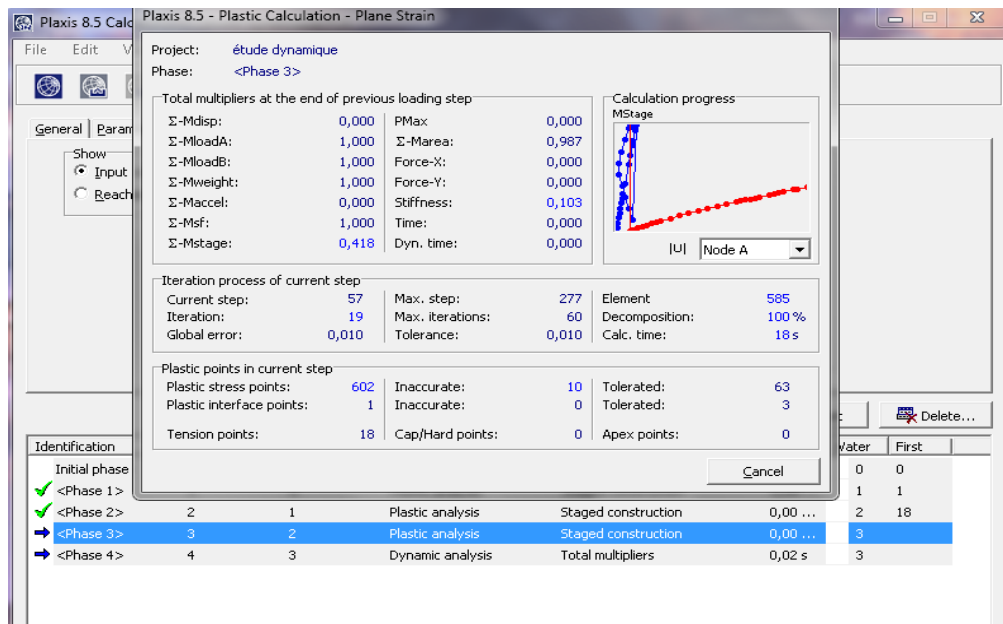


Figure (IV-19) : Fenêtre pour calcul les déférentes phases.

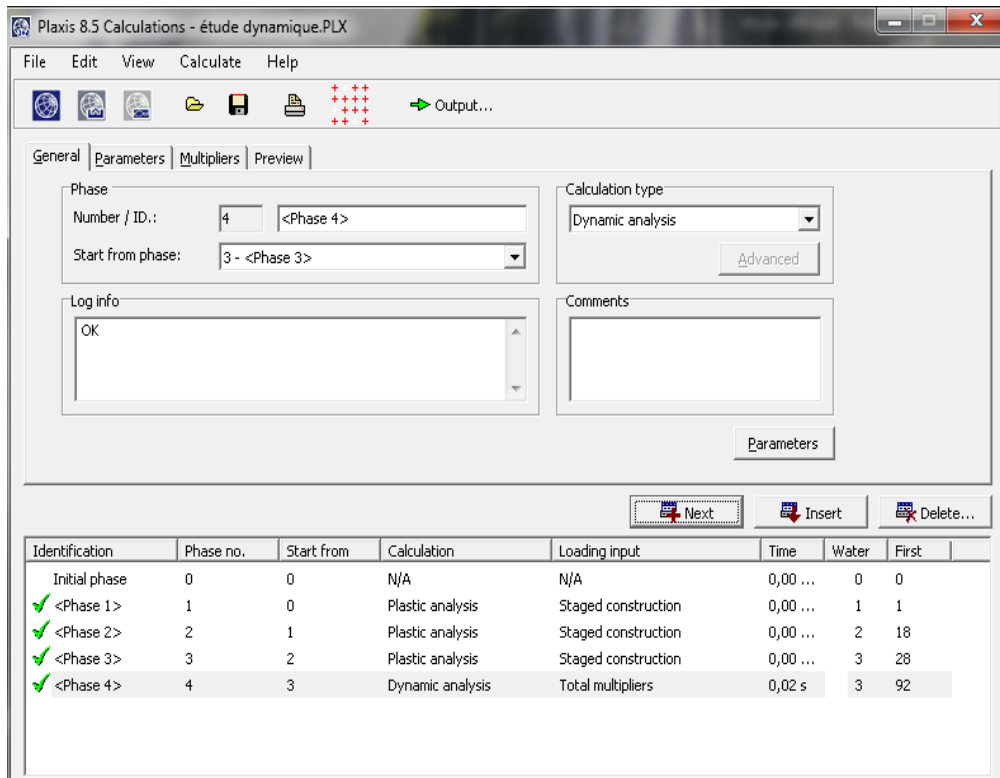


Figure (IV-20) : Déclarations des phases (Plaxis).

### 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 (remblai+sable).

Dans cette étude, la comparaison sera faite sur deux cas de chargement de résultats :

- Interface rugueux.
- Rabattement de la nappe.

Et tirer les résultats suivant :

- Les déplacements en fonction du temps.
- Les contraintes et la force.
- L'accélération en fonction du temps.
- La vitesse en fonction du temps.

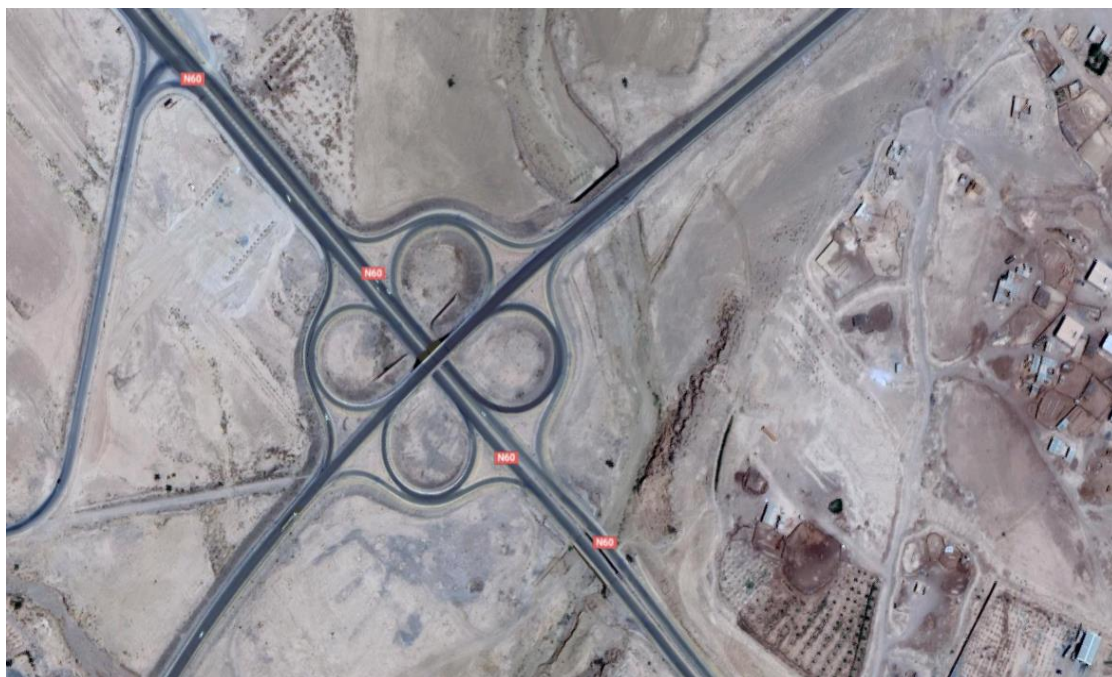
### V.1. Présentation de la mémoire

#### V.1.1 But de l'étude :

Étude de l'effet de l'interaction sol-structure sur un pont dalle, situé sur la route C W : 131 M'sila Ouled Mansour.

#### V.1.2 présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage objet de cette étude consiste à franchir la route **C W : 131 M'sila Ouled Mansour** comme passage supérieur.



**Figure (V-1) : Plan de situation de l'ouvrage. Source Google earth.**

### **V.1.3 Les caractéristiques de l'ouvrage**

- Nombre de travée: 1 seule travée.
- Longueur d'une travée: 9,00 m.
- Longueur total: 15,00 m.
- Hauteur du gabarit: 4,85 m.

### **V.1.4 Données fonctionnelles**

#### **V.1.4.1 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 contraintes naturelles, il présente une longueur de 15,00 m et une pente de 1%.

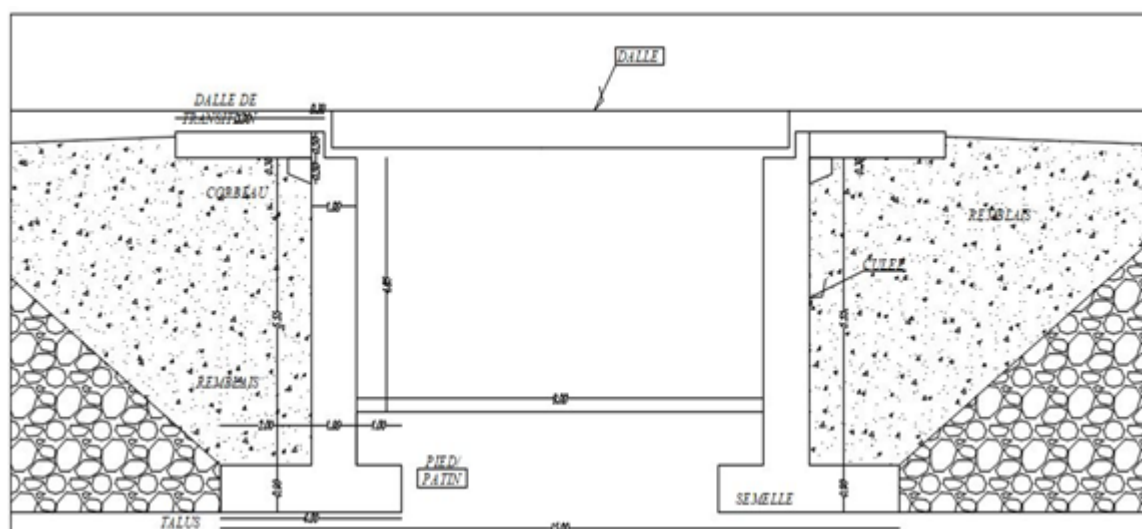


Figure (V-2) : Passage supérieur C.W.131 Msila oued Mansour.

#### V.1.4.2 Profil en travers:

Profil en travers est l'ensemble de l'élément qui définit la géométrie et l'équipement de la voie dans le sens transversal.

Les composantes du profil en travers sont:

- Largeur roulable : 6,00 m.
- Largeur du pont: 9,00 m.
- Longueur du pont: 10,00 m.
- Nombre de voie: 2 voies.
- 2 Trottoirs de: 1,5 m.

### V.2. Calcul dynamique directe

La force sismique par un spectre de réponse (accélogramme) sous format d'un fichier texte.

#### V.2.1. Interface rugueux

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

N° de point	Point A	Point B	Point C
X(m)	4,99	5,03	5,23

Y(m)	10,82	8,78	4,12
------	-------	------	------

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

**a- maillage déformé**

Le maillage déformé du modèle de calcul est représenté sur la figure (5-3).

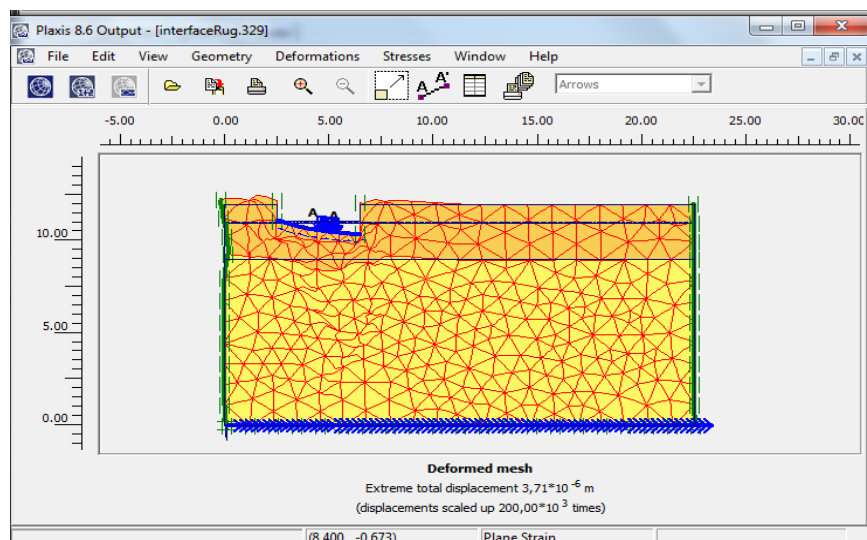


Figure (V-3): Maillage déformé du profil.

**b-contraintes**

Les iso valeurs des contraintes générées dans le massif sont représentées sur la figure (5-4). On note une contrainte initiale égale à : -445,05 KN/m<sup>2</sup>.

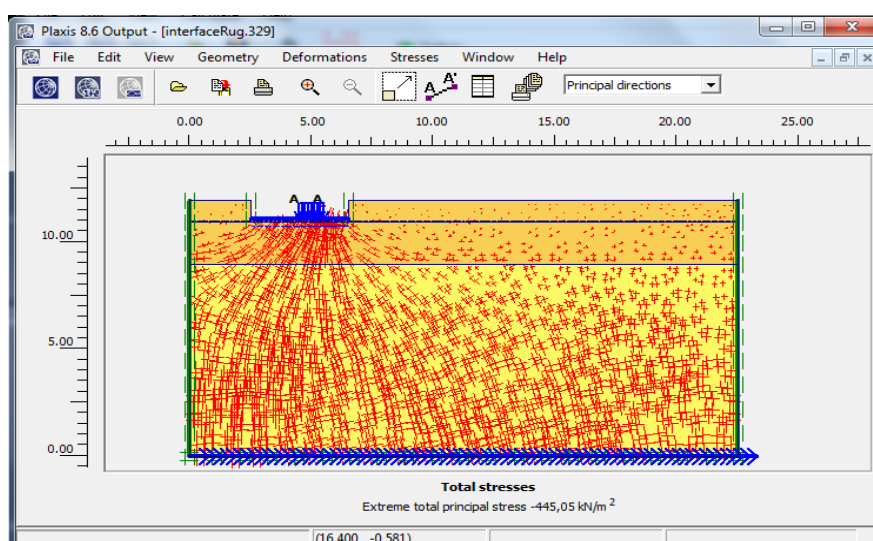
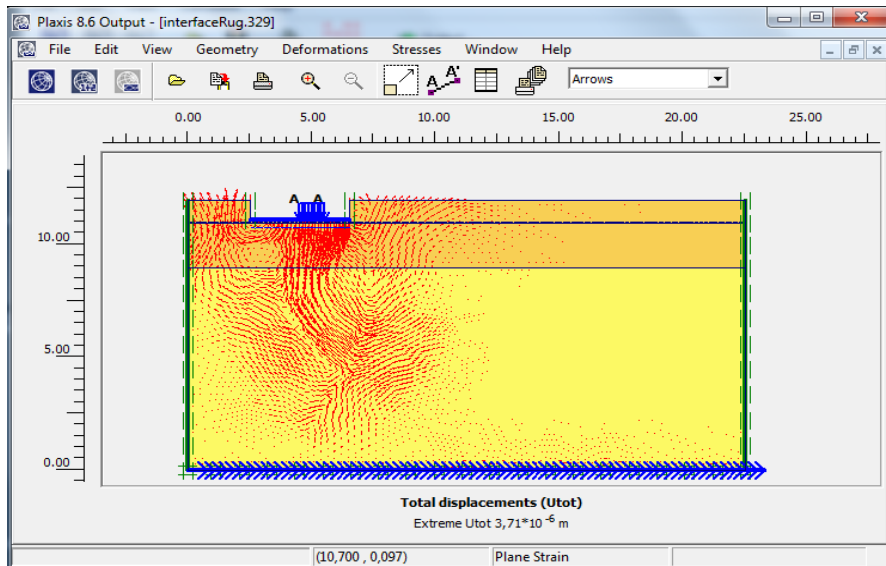


Figure (V-4) : Iso valeurs des contraintes.

**c-déplacements**

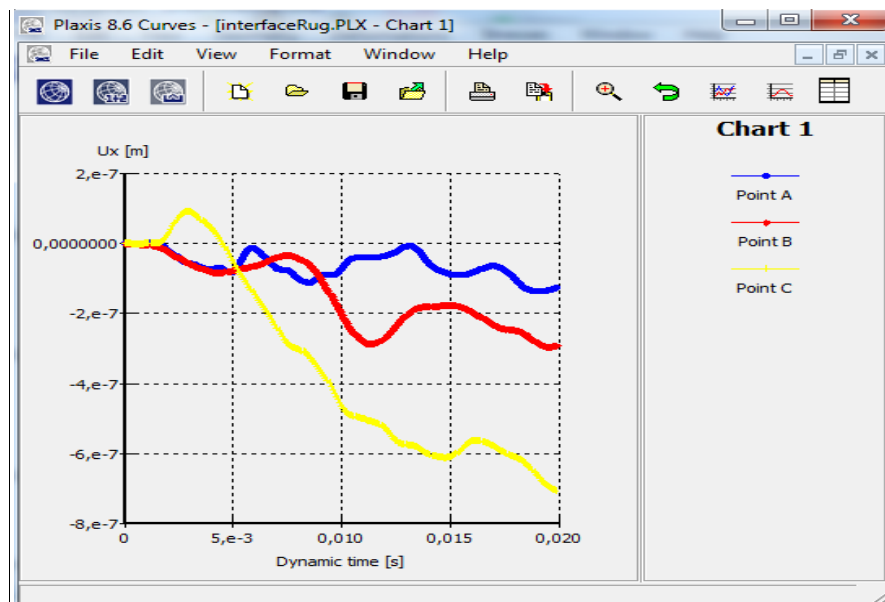
Les vecteurs déplacements sont représentés sur la figure (5-5) On note un déplacement maximal égal à :  $3,71 \cdot 10^{-6}$  m.



**Figure (V-5): Vecteurs déplacements.**

**d-courbes déplacements horizontales en fonction de temps**

$U_x$  :



**Figure (V-6): Déplacements des différents points en fonction de temps.**

**e-courbes déplacements verticale en fonction de temps**

$U_y$  :



Figure (V-7): Déplacements des différents points en fonction de temps.

f-courbes vitesses-temps

L'axe XX

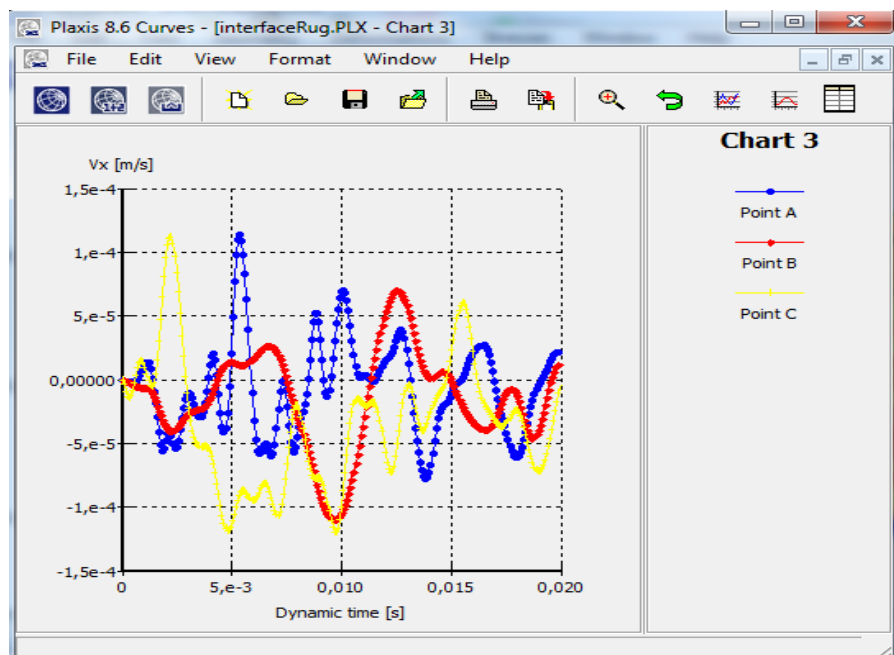


Figure (V-8): Vitesses des différents points en fonction de temps.

## L'axe YY

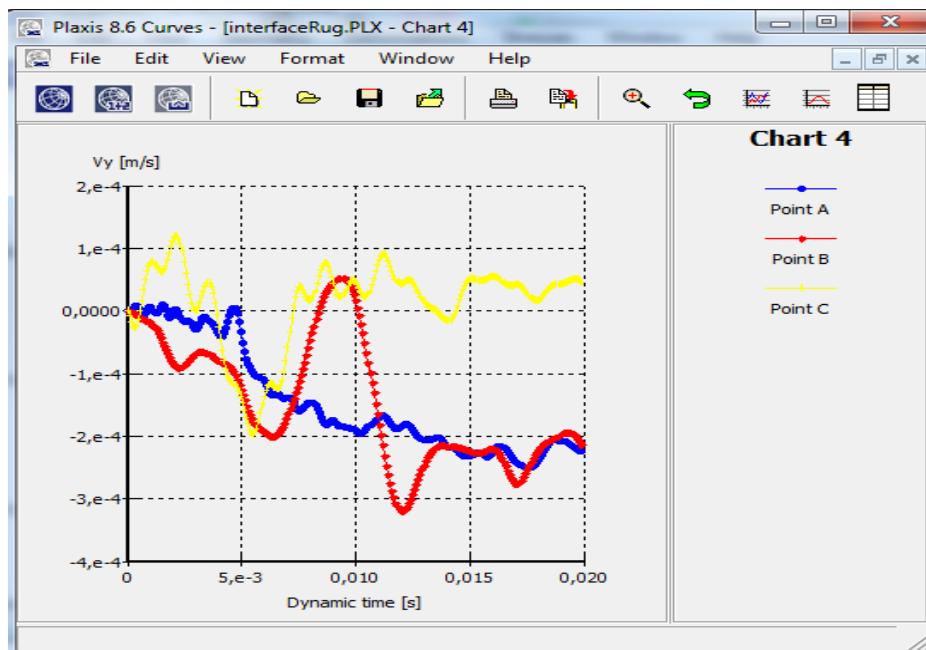


Figure (V-9): Vitesses des différents points en fonction de temps.

## g-courbes accélérations-temps

## L'axe XX

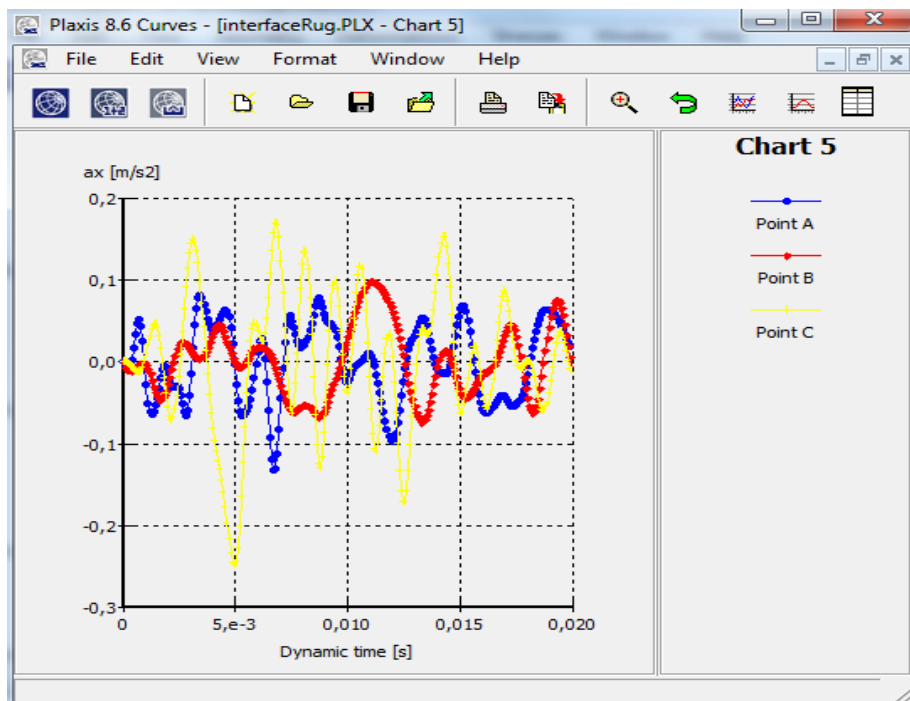


Figure (V-10): Accélérations des différents points en fonction de temps.

L'axe YY

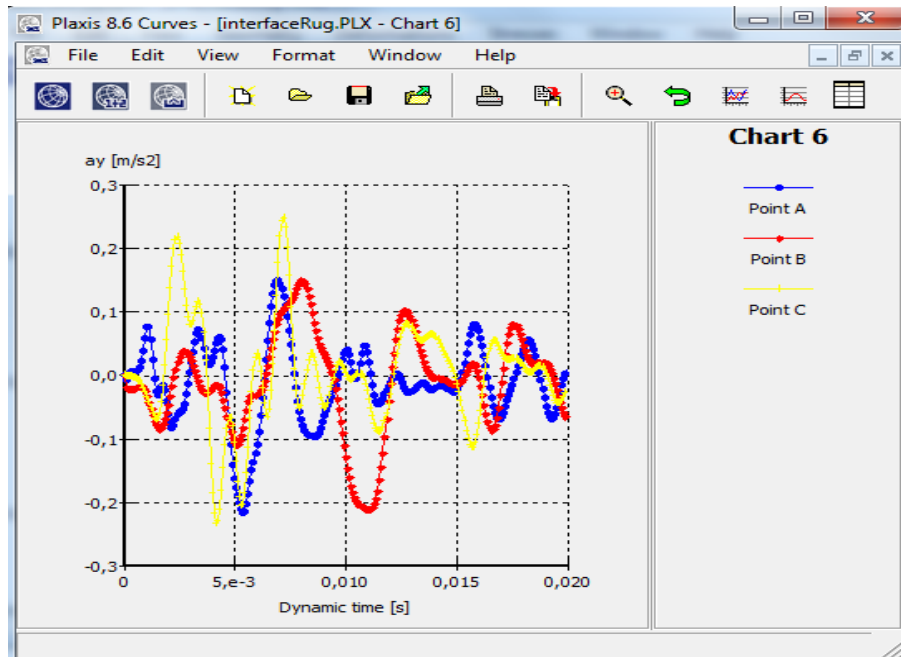


Figure (V-11): Accélérations des différents points en fonction de temps.

h-courbe force-temps

L'axe XX

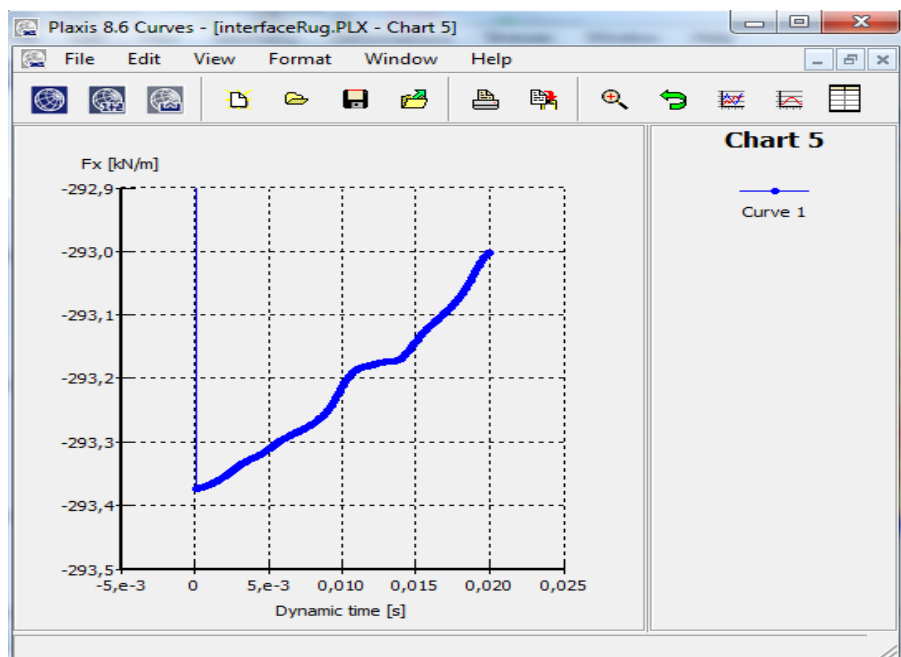


Figure (V-12): Courbe donnant la force en fonction de temps.

**k- synthèse**

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

Points		A	B	C
Déplacement (m)	XX	$2,481 \cdot 10^{-7}$	$2,94 \cdot 10^{-6}$	$5,862 \cdot 10^{-7}$
	YY	$2,824 \cdot 10^{-6}$	$2,929 \cdot 10^{-7}$	$3,856 \cdot 10^{-7}$
Vitesse (m/s)	XX	$8,092 \cdot 10^{-5}$	$1,099 \cdot 10^{-4}$	$1,744 \cdot 10^{-4}$
	YY	$2,48 \cdot 10^{-4}$	$3,194 \cdot 10^{-4}$	$1,833 \cdot 10^{-4}$
Accélération (m/s <sup>2</sup> )	XX	0,133	0,098	0,248
	YY	0,215	0,210	0,231

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

**V.2.2. Rabattement de la nappe au niveau (-4m)**

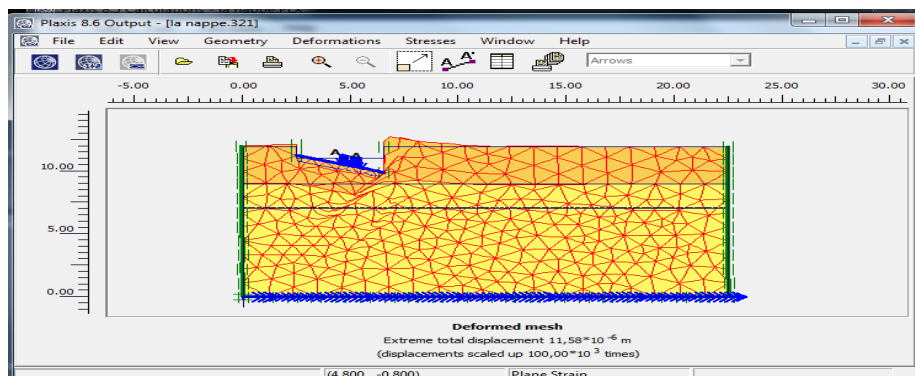
Les coordonnées des points étudiés sont présentées dans le tableau (5-3).

N° de point	Point A	Point B	Point C
X(m)	5,12	5,03	5,15
Y(m)	10,98	8,78	3,74

**Tableau (V-3) : Coordonnées des points sélectionnés pour l'édition des résultats des calculs**

**a- maillage déformé**

Le maillage déformé du modèle de calcul est représenté sur la figure (5-13).



**Figure (V-13): Maillage déformé du profil.**

**b-contraintes**

Les iso valeurs des contraintes générées dans le massif sont représentées sur la figure (5-14). On note une contrainte initiale égale à :  $-428,55 \text{ KN/m}^2$ .

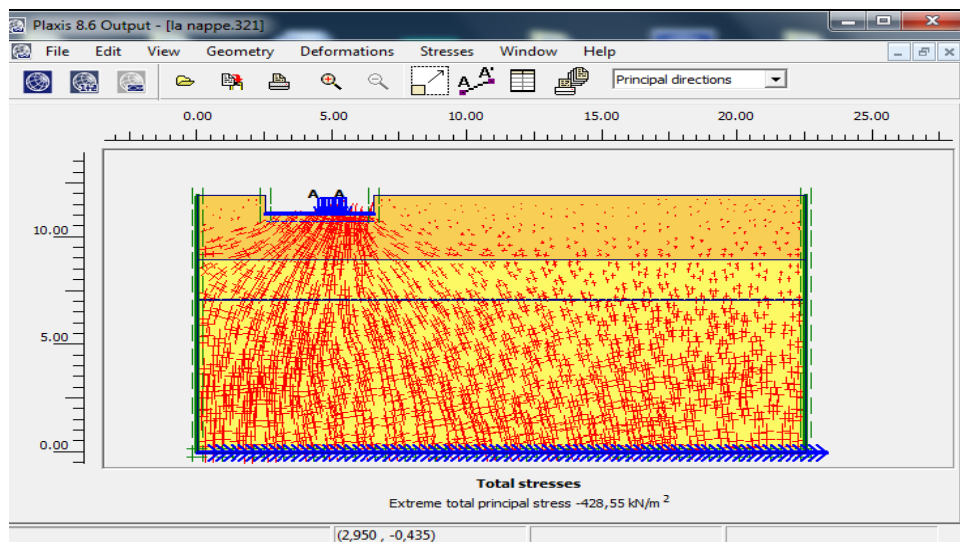


Figure (V-14) : Iso valeurs des Contraintes.

**c-déplacements**

Les vecteurs déplacements sont représentés sur la figure (5-15) On note un déplacement maximal égal à :  $11,58 * 10^{-6} \text{ m}$ .

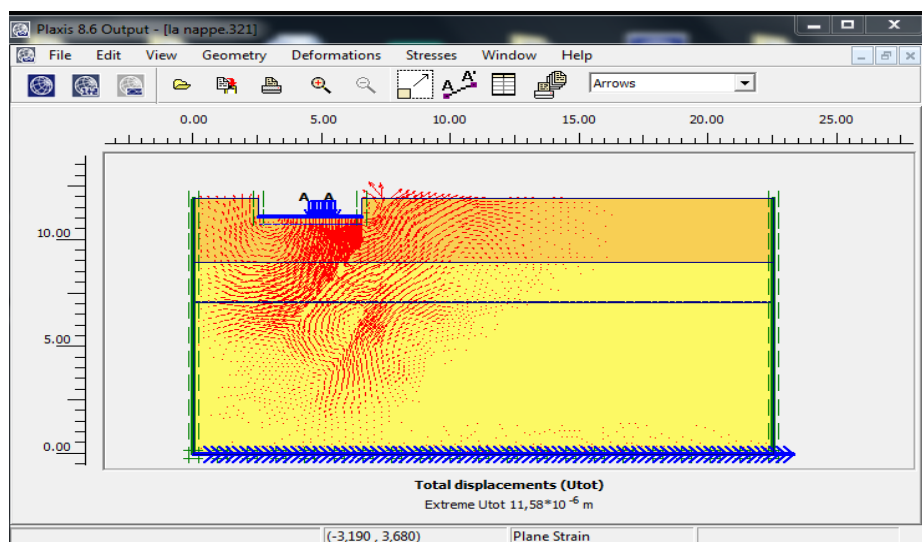


Figure (V-15): Vecteurs déplacements.

d-courbes déplacements horizontales en fonction de temps

$U_x$  :



Figure (V-16): Déplacements des différents points en fonction de temps

e-courbes déplacements verticale en fonction de temps

$U_y$  :

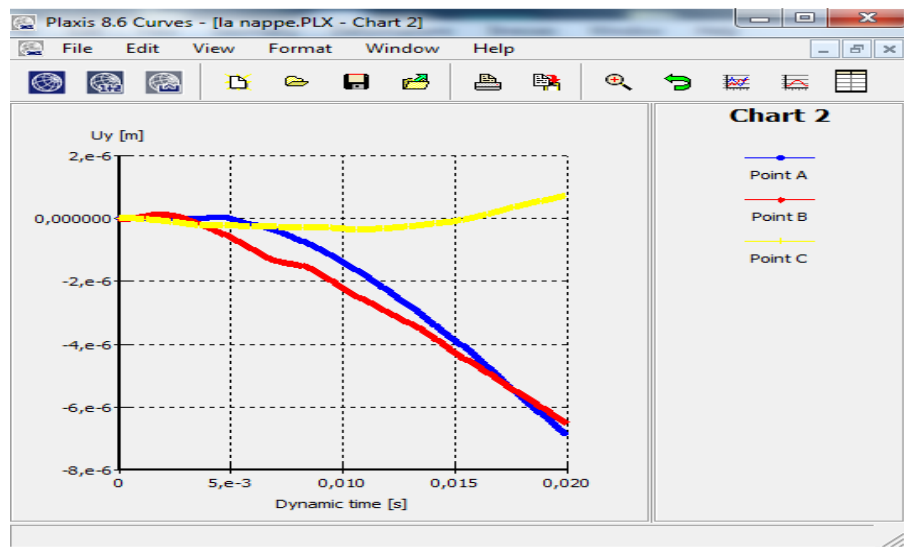


Figure (V-17): Déplacements des différents points en fonction de temps.

f-courbes vitesses-temps

L'axe XX

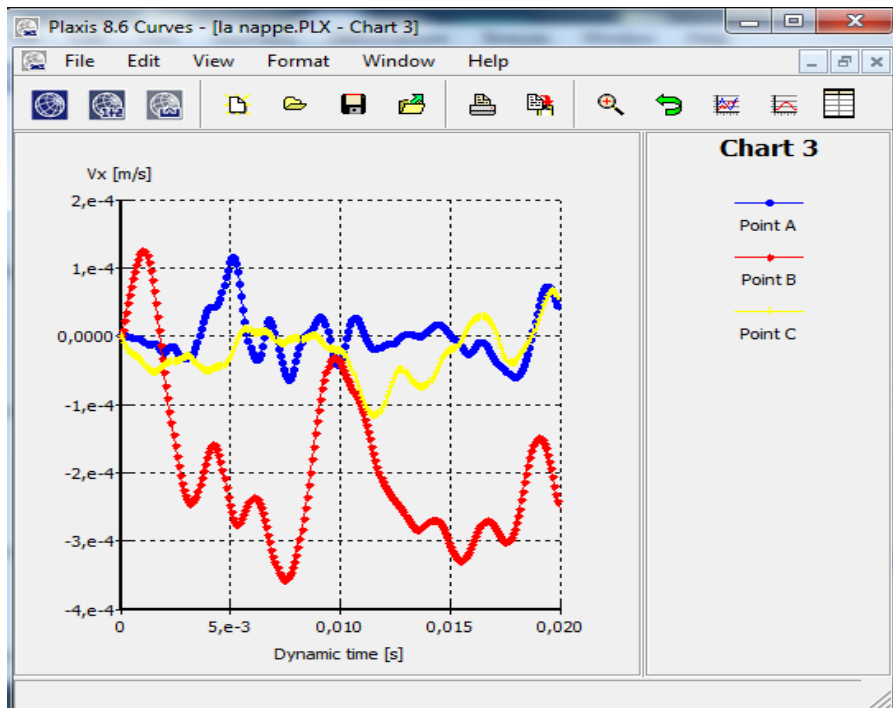


Figure (V-18): Vitesses des différents points en fonction de temps.

L'axe YY

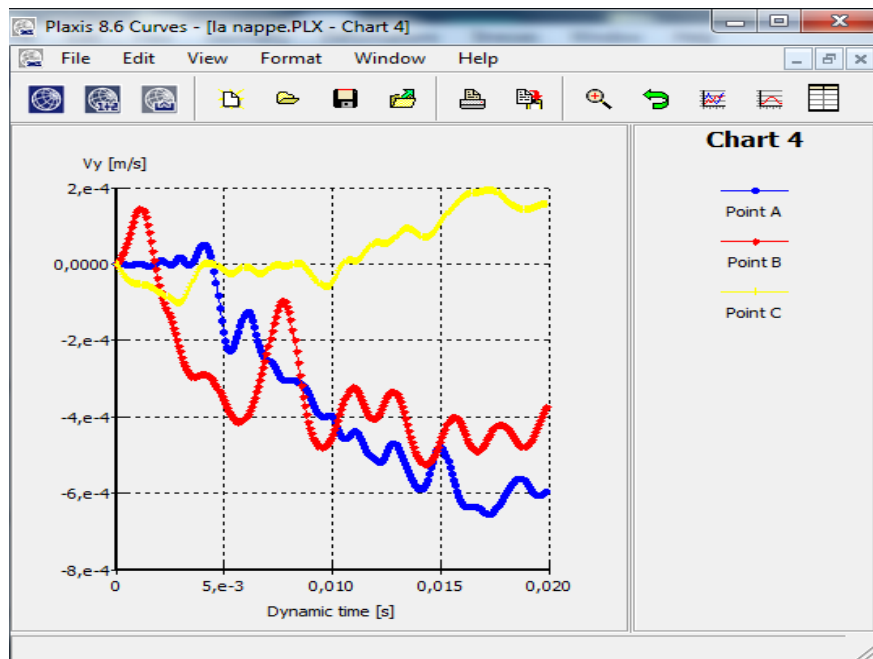


Figure (V-19): Vitesses des différents points en fonction de temps.

g-courbes accélérations-temps

L'axe XX

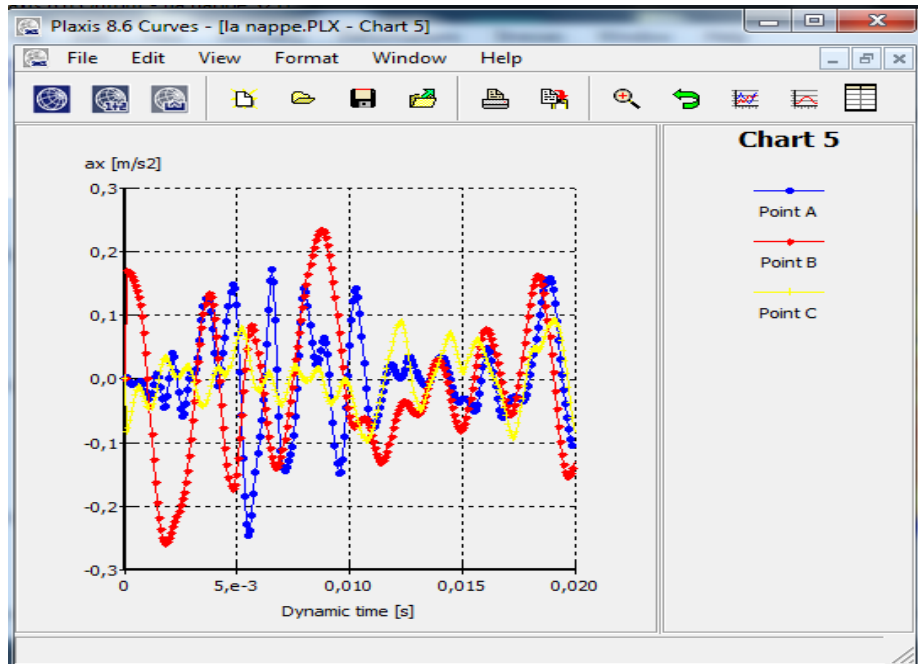


Figure (V-20): Accélérations des différents points en fonction de temps.

L'axe YY

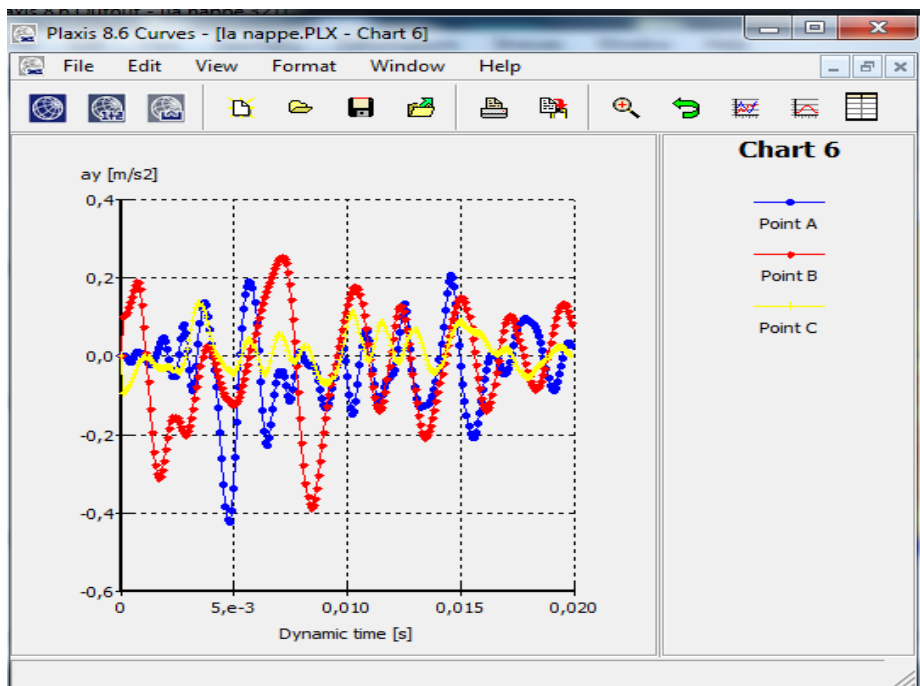


Figure (V-21): Accélérations des différents points en fonction de temps.

**h-courbe force-temps**

L'axe XX

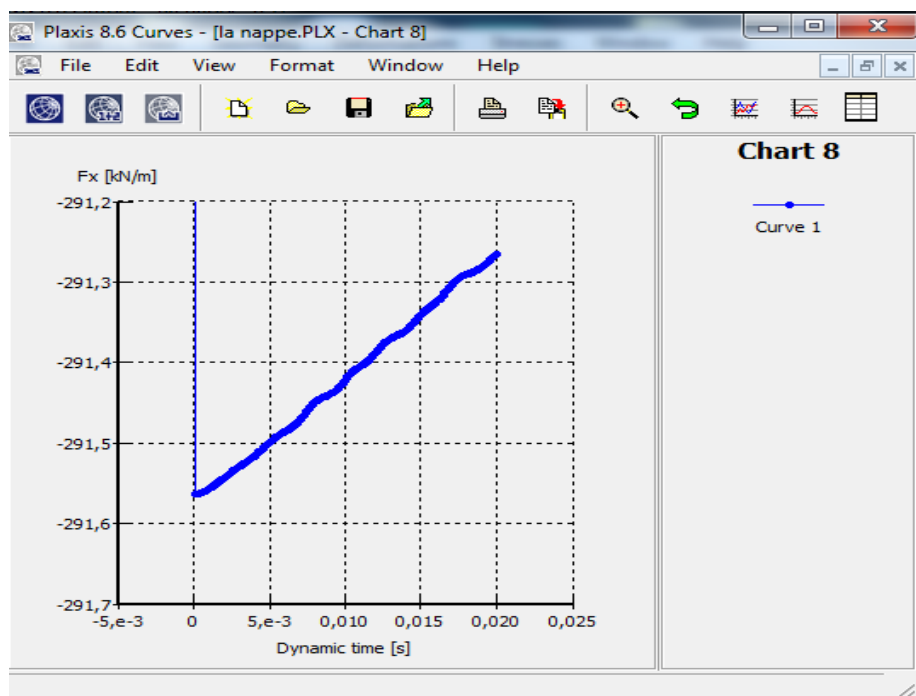


Figure (V-22): Courbe donnant la force en fonction de temps.

**k- synthèse**

Les valeurs maximales calculées aux points sont données dans le tableau (V-4) considérés :

Points		Point A	Point B	Point C
Déplacement (m)	XX	$9,805 \cdot 10^{-8}$	$3,905 \cdot 10^{-6}$	$5,743 \cdot 10^{-7}$
	YY	$6,87 \cdot 10^{-6}$	$6,476 \cdot 10^{-6}$	$7,045 \cdot 10^{-7}$
vitesse (m/s)	XX	$1,165 \cdot 10^{-4}$	$3,567 \cdot 10^{-4}$	$1,16 \cdot 10^{-4}$
	YY	$6,073 \cdot 10^{-4}$	$5,239 \cdot 10^{-4}$	$1,924 \cdot 10^{-4}$
Accélération (m/s <sup>2</sup> )	XX	0,245	0,258	0,090
	YY	0,422	0,385	0,133

Tableau (V-4): Les valeurs maximales de déplacement, vitesse et accélération pour les différents points.

**g- La comparaison de la contrainte et le déplacement entre deux cas**

Interface rugueux en deux cas :

- La nappe au niveau (0 ; 0m).
- Rabattement de la nappe au niveau (-4m).

Interface rugueuse (au niveau 0m)			Interface rugueuse (au niveau -4m)		
<b>Contrainte</b> (KN/m <sup>2</sup> )		-445,05	<b>Contrainte</b>		-428,55
<b>Déplacement</b> (m)	<b>XX</b> (moy)	3,761*10 <sup>-7</sup>	<b>Déplacement</b>	<b>XX</b>	1,526*10 <sup>-6</sup>
	<b>YY</b> (moy)	2,0462*10 <sup>-6</sup>		<b>YY</b>	4,683*10 <sup>-6</sup>

**Tableau (V-5): Les valeurs moyennes de déplacement et contrainte.**

**Commentaire**

On constate que si on rabat la nappe de 4m, la contrainte verticale diminue on remarque que la contrainte passe de -445,05kn/m<sup>2</sup> à 428,55kn/m<sup>2</sup> c'est-à-dire une diminution d'environ 4%, par contre on remarque qu'il y a une augmentation remarquable pour les déplacements verticaux **YY** et horizontaux **XX**.

**V.3.Effet des ondes horizontales**

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

(V-6) :

Points	A	B	C
<b>X(m)</b>	2,03	4,74	4,43
<b>Y(m)</b>	10,81	10,79	10,73

Déplacement (m)	XX	$4,613 \cdot 10^{-7}$	$9,605 \cdot 10^{-7}$	$2,127 \cdot 10^{-7}$
	YY	$2,554 \cdot 10^{-6}$	$5,129 \cdot 10^{-6}$	$4,435 \cdot 10^{-6}$

Tableau (V-6): Déplacement des points (1<sup>ème</sup> cas).

L'évaluation des déplacements en fonction de la distance dans les sens horizontal et vertical est représentée sur les figures (5-23) et (5-24) respectivement.

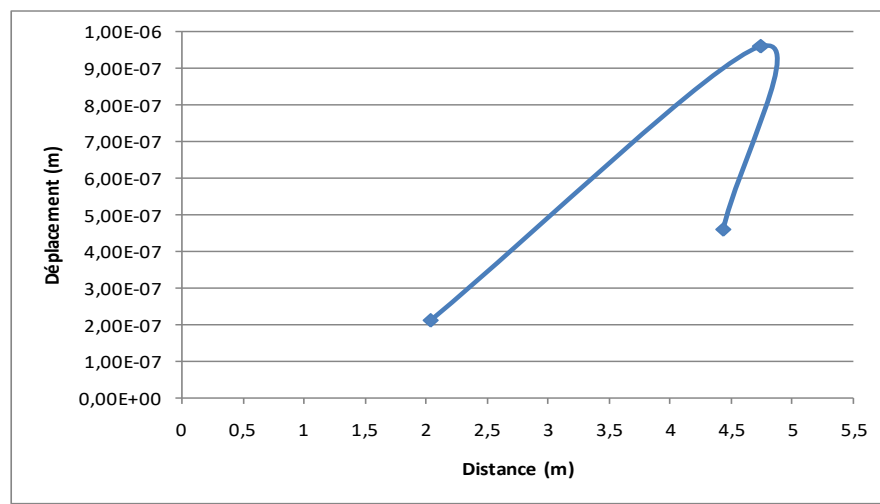


Figure (V-23): Déplacement horizontal selon l'axe XX'.

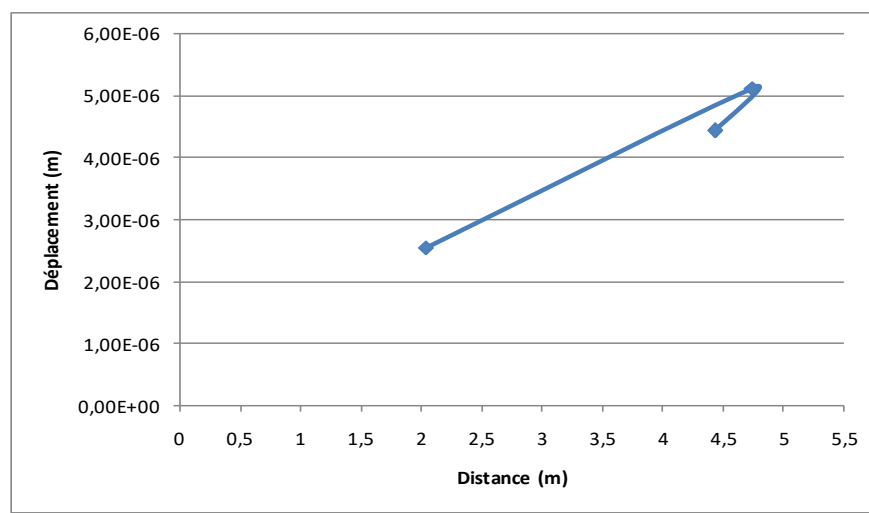


Figure (V-24): Déplacement horizontal selon l'axe YY'.

#### V.4.Effet des ondes verticales

On a déterminé les déplacements aux points de coordonnées fixées dans le tableau (V-7).

Points		A	B	C
X(m)		5,61	5,91	6,19
Y(m)		10,73	9,19	3,82
Déplacement (m)	XX	$9,694 \cdot 10^{-7}$	$1,025 \cdot 10^{-6}$	$7,119 \cdot 10^{-8}$
	YY	$8,263 \cdot 10^{-6}$	$1,514 \cdot 10^{-6}$	$8,783 \cdot 10^{-7}$

Tableau (V-7): Déplacement des points (2<sup>ème</sup> cas).

L'évaluation des déplacements en fonction de la profondeur dans les sens horizontal et Vertical est représentée sur les figures (5-25) et (5-26) respectivement.

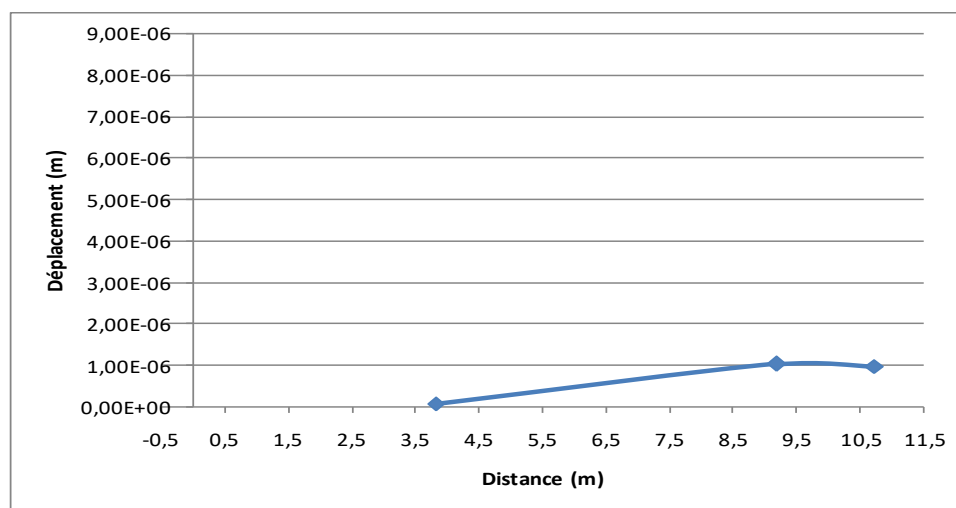
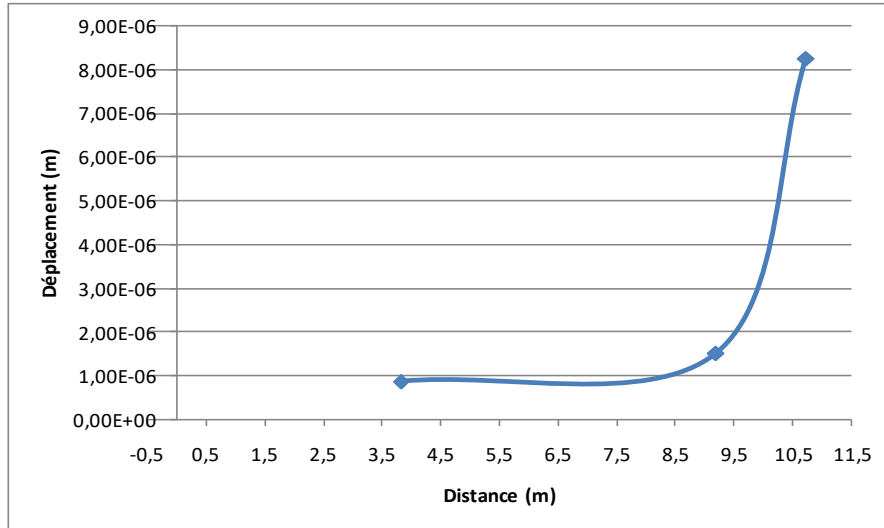


Figure (V-25): Déplacement vertical selon l'axe XX'.



**Figure (V-26): Déplacement vertical selon l'axe YY'.**

**Commentaire de cas horizontal :**

**Selon l'axe XX'**

L'analyse de la courbe déplacement en fonction de la distance, la figure (V-23) montre que ce dernier exponentiellement croît en fonction de la distance pour atteindre une valeur maximale dans sa première phase, puis elle devient décroissante.

**Selon l'axe YY'**

L'interprétation de cette courbe, la figure (V-24) montre que le déplacement croît d'une façon linéaire sur l'intervalle [2,03m ; 4,74m] pour atteindre le point max :  $9,605 \times 10^{-7}$  m, puis il décroît aussi d'une façon linéaire.

**Commentaire de cas vertical :**

**Selon l'axe XX'**

Cette figure (V-25) on remarque que le déplacement est représenté par une fonction composée de deux phases, une première phase de [3,82m ; 9,19m], elle varie d'une façon linéaire croissante pour atteindre un maximum :  $1,025 \times 10^{-6}$ , puis devient décroissance avec une légère pente et une variation linéaire.

**Selon l'axe YY'**

L'analyse de cette courbe (déplacement-distance) dans le sens yy' de la figure (V-26) montre que deux phases une première phase de [3,82m ; 9,19m] le déplacement est presque constant qui il devient strictement croissant après dans sa deuxième phase.

**Conclusion**

On va étudier la fondation du culée multi couche d'un pont dalle reposant sous une bicouche. Une simulation (modélisation) numérique, la modélisation de pont dalle en représente :

- La fondation (élément « plate » poutre en BA dans les caractéristique sont EI EA.
- Charge permanente et exploitation : charge uniformément répartie applique la zone de contact culée/fondation.
- L'interface : zone de contact fondation/sol, on à étudié interface cas rugueux (0,7).
- Le séisme par un spectre de réponse sous format d'un fichier.

# Conclusion général

Pour la plupart des structures de Génie civil, le comportement du sol et le comportement de la structure peuvent être investigués de manière dissociée, ce qui 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.

Le but de ce mémoire est démontrer les effets de l'interaction sol-culée de pont. Les applications réalisées sont faites à l'aide du logiciel « plaxis » qui à permis de bien modéliser la structure avec la prise en compte de IIS et d'en tirer les résultats essentiels pour pouvoir conclure l'influence de la profondeur sur IIS.

L'application numérique qu'on à utilisé à montré que la prise en compte de l'interaction sol-culée de pont sous son aspect général nécessite la mobilisation de moyens et de temps de calcul considérables dont la mise en œuvre ne se justifie que pour des structure exceptionnelles.

Les remarques importantes à signaler de cette étude sont les suivantes :

- La vérification de la stabilité de système « sol-culée de pont » 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 de pont. Ainsi que la fréquence qui 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 des éléments finis par le code et la profondeur sur arbitraire est suffisante pour décomposer le problème car elle est basée sur plusieurs paramètres.
- Examiner l'effet des paramètres sismique de l'interaction sol-culée, sur les propriétés vibratoires ou comportement dynamique du système étudié.

## *Bibliographie*

- [1] : C4 500 conceptions des ponts.
- [2] : calcul et conception des ponts (ENSP ; Ecole Nationale des ponts et chaussées de Paris).
- [3] : [https://fr.wikipedia.org/wiki/pont\\_mixte\\_acier\\_béton](https://fr.wikipedia.org/wiki/pont_mixte_acier_béton).
- [4] : SETRA (1989), Ponts-dalles, guide de conception.
- [5] : MAHAMADOU SACKO (2013), conception d'un pont dans le cadre du projet de construction et de réhabilitation de la route BAMAKO-SEGAI dans la wilaya (Ouagadougou) du mémoire pour l'obtention du master 2 génie civil option Routes et ouvrages d'art, Institut International d'ingénierie.
- [6] : Document de cours génie parasismique.
- [7] : <https://www.futura-sciences.com>.
- [8]: 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.
- [9] : Règles parasismiques algériennes RPA 99/ version 2003.
- [10] : Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur – Nancy 2016.
- [11]: Wilson, E.L. Three-dimensional static and dynamic analysis of structures. A physical approach with emphasis on earthquake engineering, 3<sup>rd</sup> Ed (Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, USA), 2002.
- [12] : Pecker, A. Dynamique des ouvrages, dynamique des structures. Polycopie des cours, ENPC, website : <http://www.enpc.fr/fr/formations/école.vite/cours/pecker>, 2004.
- [13]: Wang, J. Influence of different boundary conditions on analysis of SSI. In 18th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT 18), pages 3157-3164, Beijing, China, 2005.
- [14]: Wight, L.H. Soil-structure interaction in nuclear power plants: A comparaison of methods. Proceeding 6<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, vol. 4, New Delhi, India, 1977.
- [15]: Lysmer, J., Udaka T., Tsai C. and Seed, H.B. FLUSH: A computer program for approximate 3D analysis of soil-structure interaction problems. Earthquake Engineering Research Center report 75-30, University of California, Berkeley, 1975.

- [16]: Pecker, A. Dynamique des sols. Presses Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1984.
- [17]: Chopra, A. K. and Gutierrez, J.A. Earthquake analysis of multistory buildings including foundation interaction. Earthquake Engineering Research Center report 73-13, University of California, Berkeley, 1973.
- [18]: Gutierrez, J.A. A substructure method for earthquake analysis of structure-soil interaction. Earthquake Engineering Research Center report 76-9, University of California, Berkeley, 1976.
- [19]: Kausel, E., Whitman, A., Murray, J. and Elsabee, F. The spring method for embedded foundations. Nuclear Engineering and Design, vol. N°. 48, 1978.
- [20]: Lysmer, J., Raissi, M., Tajirian, F., Vahdani, S. and Ostadan, F. SASSI: A system for analysis of soil-structure interaction. Geotechnical report N°. 81-02, University of California, Berkeley, 1981.
- [21]: Kausel, E. Forced vibrations of circular foundations on layered media. Solls Publication N°. 336, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge 1974.
- [22]: BRINKGREVE R.B.J. et Vermeer PA. *Plaxis v8, manuel de référence*, DELFT University of Technology & Plaxis BV, Pays-Bas, (2003).