



*Ministère de l'enseignement supérieur
Et de la recherche scientifique
Université Mohamed Boudiaf - M'sila
Faculté science et de technologie
Département Génie civil*



MEMOIRE
Présenté pour l'obtention du diplôme de
MASTER

FILIERE : Génie Civil

SPECIALITE : Structures

THEME
INTERACTION SOL-STRUCTURE D'UN PONT
CADRE FERME FRANCHISSANT
UN OUED

Présenté par :

- **LACHEHEB Kamel**
- **DJELLAL Farid**

Soutenu devant le jury composé de :

BOULAOUAD Abderrachid	université m'sila	Président
BAKIR Nassima	université m'sila	Examineur
Guerriche Amar	université m'sila	Examineur
MENASRI Abderazzak	université m'sila	Rapporteur

2017/2018



REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier tous d'abord (ALLAH), qui nous a donné la force de faire ce modeste travail. Aussi nous tenons à exprimer notre gratitude et profonde reconnaissance à tous ceux et toutes celles qui nous ont donnés le coup de main à la réalisation de ce mémoire et on particulier :

Notre encadreur : Mr. MENASRI Abderrazak et nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail. Tous les enseignants de l'université

Mohamed Boudiaf –M'sila, spécialement ceux du département de Génie Civil, pour les efforts qui nous ont donnés durant notre formation.

Sans oublier les parent, les frères et sœurs (lacheheb, djellal) et nos collègues ; les étudiants de 2^{ème} année MASTER Génie Civil.



Dédicaces

**« Je dédie ce modeste travail :
À toute la famille, ma mère et mon père, mes
frères et
Mes sœurs, à tous les amis proches et à toute
personne
Ayant contribué à ce travail de près et de loin. »**

Résumé

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

L'Interaction du Sol -Structure (ISS) est un phénomène important à considérer pour espérer rendre compte du comportement réel d'une structure et donc évaluer sa résistance et sa vulnérabilité.

Ce travail présente l'analyse d'un élément d'interface 2D modélisant (utilise le logiciel Plaxis) une fondation superficielle d'un pont cadre de forme rectangulaire reposant sur un massif de sol semi infini et permettant de prendre en compte l'ISS en considérant les non-linéarités matérielles (la plasticité du sol) et les non-linéarités géométriques (le décollement de la fondation).

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

Mots clés :

Séisme, Interaction sol-structure, Comportement de l'interaction sol-structure, Plaxis

Abstract

The work included an analysis using numerical modeling of the influence of soil-foundation interaction on the seismic behavior of closed-frame structures (overpass). It was realized by using a two-dimensional finite element modeling integrating in the same analysis the different components of the system, namely the soil, the foundation and taking into account the non-linearities of the soil and the materials of the structure.

The Interaction of the Soil-Structure (ISS) is an important phenomenon to consider in order to account for the real behavior of a structure and thus to evaluate its resistance and vulnerability.

This work presents the analysis of a 2D interface element modeling (use the Plaxis software finite element code) a superficial foundation of a rectangular frame bridge resting on a semi-infinite soil mass and allowing the ISS to be taken into account by considering nonlinearities (the plasticity of the ground) and the geometric non-linearities (the detachment of the foundation).

Finally, the efficiency and the robustness of this kind of tools make it possible to make parametric analyzes making evolve several soil parameters, which will be presented at the end of this memoir.

ملخص

يضمن العمل تحليلاً باستخدام النمذجة العددية لتأثير التفاعل التأسيسي للتربة على السلوك الزلزالي للهياكل ذات الإطار المغلق (الممر العلوي). وقد تم تحقيق ذلك باستخدام نموذج نمطي ثنائي الأبعاد يدمج في نفس التحليل المكونات المختلفة للنظام، أي التربة والأساس، مع الأخذ في الاعتبار عدم الخطية للتربة ومواد البناء.

يعتبر التفاعل بين (ISS) ظاهرة مهمة يجب مراعاتها من أجل تحديد السلوك الحقيقي للهيكلي وبالتالي تقييم مقاومته التربة وقابلية ضعفه.

يقدم هذا العمل تحليل لعنصر بواجهة ثنائية الأبعاد وذلك باستعمال برنامج بلاك سيس بحيث يضع أساساً سطحياً لجسر بإطار مستطيل يعتمد على كتلة التربة شبه اللانهائية يسمح بمراعاة تأثير التربة على الجسر من خلال النظر في اللاخطية (اللدونة الأرضية) واللاخطية الهندسية (انفصال الأساس).

وأخيراً، فإن كفاءة هذا النوع من الأدوات وقوتها يجعل من الممكن إجراء تحليل ابعدي وشامل للهياكل وتأثير التربة عنها. التي ستعرض في هذه المذكرات.

الكلمات المفتاحية

تفاعل التربة البنوية والسلوك للتفاعل والبناء . برنامج بلاكسيس . زلزال

Sommaire

Remerciement

Dédicace

Résumé

Abstract

ملخص

Liste de figure

Liste de tableau

Introduction générale.....01

Généralité.....03

Chapitre I : Caractéristique de mouvement sismique

I. Introduction.....06

I.1. Définition d'un séisme.....06

I.1.2. La faille.....07

I.2. Terminologie et définition des ondes sismique08

I.3. Magnitude et Intensité.....12

I.3.1 Magnitude.....12

I.3.2 Intensité.....12

I.4. Classification des zones sismiques.....13

I.4.1 Classification des ouvrages selon leur importance.....14

I.4.2 Classification des sites.....15

I.5. méthodes de calcul le force séismique.....15

I.5.1. la méthode statique équivalente.....15

I.5.2. la méthode d'analyse modale spectrale.....16

I.5.3. la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.....16

I.6. conclusion17

Chapitre II : Généralités sur pont cadre

II. Introduction.....18

 II.1. Pont cadre fermée.....19

II.2. Le paramètre pour choisir pont cadre fermé (PSCF).....20

II.3. Cadre en béton armé d'un PSCF.....21

II.4. Avantages et les inconvénients d'un PSCF.....22

II.5. base de calcul d'un PSCF.....23

 II.5.1 principe23

 II.5.2 Les Charge.....23

II.6. Charges routières prises en compte dans les calculs.....23

 II.6.1. Système de charge A (L).....25

 II.6.2. le système Bc : se compose de camions types.....25

 II.6.3. Surcharge Bt (Essieu tandem)26

II.7. charge de caractère particulière.....27

 II.7.1 Justifications de béton armé.....29

Chapitre III : Interaction sol structure d'un pont cadre fermé

III. Introduction.....30

 III.1. Les effets de l'ISS.....31

III.2. Les différentes méthodes pour prendre en compte l'ISS.....33

 III.2.1. Les méthodes directes.....33

 III.2.2 La méthode des sous-structures.....35

 III.2.3 Méthodes hybrides.....36

III.3. Action du sol d'un pont cadre fermé.....37

 III.3.1. Sol de fondation.....37

 III.3.2. Poussées des terres.....37

 III.3.3. Remblais techniques : Poids propre des terres et poussée des terres.....38

 III.3.4. Remblai de couverture.....41

 III.3.5. Remblai intérieur.....42

Sommaire

III.4. Modélisation des Charges mobiles sur remblais.....	42
III.4.1. Charges mobiles sur les remblais (non situées sur la traverse).....	42
III.4.2. Coefficient de poussée pour la poussée des charges d'exploitation.....	43
III.5. Conclusion.....	44

Chapitre IV : Présentation l’outil numérique « CODE PLAXIS »

IV. Introduction.....	45
IV.1. Méthode élément finis.....	45
IV.2. Le code Plaxis.....	46
IV.2.1. Les sous-programmes de PLAXIS.....	46
IV.2.2. La démarche de modélisation avec plaxis.....	47
IV.3. Différents modèles de comportement utilisés dans PLAXIS.....	47
IV.4. Module dynamique du code PLAXIS.....	52

Chapitre V : la modélisation et résultat finale du calcul

V.1. présentation la modélisation de l’ouvrage.....	54
V.2. La modélisation et Géométrie.....	55
V.2.1. Caractéristiques des matériaux.....	55
V.3. Les Conditions initiales.....	58
V.4. Les phases de calcul60	60
V.4.1. Étape de calcul.....	61
V.5. Résultats des calculs et interprétation.....	62
V.5.1. l’analyse Les courbes numériques65	65
V.6. synthèse69	69
V.7. Effet des ondes sismiques70	70
V.7.1. Effet des ondes sismiques verticales70	70
V.7.2. Effet des ondes sismiques horizontales71	71
V.8. synthèse.....	73
Conclusion générale.....	74

Liste des figures

Chapitre I

Figure I-1 : Les trois grands types de failles.....	07
Figure I-2 : Représentation schématique d'un séisme.....	08
Figure I-3 : les différentes ondes sismique.....	10
Figure I-4 : schéma approché du séisme et les des volumes.....	11
Figure I-5 : carte des zones sismiques de l'Algérie.....	14

Chapitre II

Figure II-1 : des images sur de différents ponts cadre.....	18
Figure II-2 : Schéma type d'un PS-CF.....	19
Figure II-3 : morphologie du cadre ferme (P.S.C.F.).....	20
Figure II-4 : Le système Bt.....	25
Figure II-5 : Le système Bc.....	25
Figure II-6 : Le système Br.....	27
Figure II-7 : Convois types pour la vérification Des Ouvrages d'Art	27
Figure II-8 : système de charge Mc120.....	28
Figure II-9 : système de charge Me120.....	28

Chapitre III

Figure III-1 : Lecteur spectrale montrant les effets de prise en compte.....	32
Figure III-2 : Illustration de l'interaction cinématique et l'interaction inertielle.....	32
Figure III-3 : décomposition du problème d'interaction sol structure, comportement élastique linéaire.....	35
Figure III-4 : principe de superposition.....	35
Figure III-5 : Poussée des terres.....	38
Figure III-6 : Valeurs minimale et maximale de la poussée des terres.....	39
Figure III-7 : Poussée des terres et dalles de transition.....	40
Figure III-8 : Poussée des terres avec piédroits de hauteur différente.....	41
Figure III-9 : Effet des remblais intérieurs sur les radiers.....	42

Liste des figures

Figure III-10 : Diffusion d'un impact dans le remblai selon l'EN1991.....	42
Figure III-11 : Diffusion de plusieurs impacts dans le remblai selon l'EN1991-2.....	43
Figure III-12 : Poussée due aux charges d'exploitation	44
Chapitre IV	
Figure IV-1 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.....	48
Figure IV-2 : Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$	48
Figure IV-3 : effet du temps sur les essais œdométriques.....	51
Figure IV-4 : sollicitation harmonique.....	52
Figure IV-5 : sollicitation sismique.	52
Figure IV-6 Calcule les coordonnées spectre de réponse suivant comportements De zone sismique.....	53
Figure IV-7 spectre réponse selon RPA99 version 2003.....	53
Chapitre V	
Figure V-1 : coupe transversal.....	54
Figure V-2 : profil géométrique retenu.....	56
Figure V-3 : ouvrage modélisé on l'action sismique.....	57
Figure V-4 : maillage générale de profile.....	57
Figure V-5 : la valeur de K_0	58
Figure V-6 : Contraintes initiales (condition K_0).....	58
Figure V-7 : la position de nappe d'eau.....	59
Figure V-8 : générale pressions intertidales efficace.....	59
Figure V-9 : spectre de réponse RPA 2003.....	60
Figure V-10 : calculations générale d'un pont.....	61
Figure V-11 : Déformation du maillage du profile.....	62
Figure V-12 : totale Déplacement.....	63
Figure V-13 : Déplacement horizontale.....	63

Liste des figures

Figure V-14 : Le déplacement vertical.....	64
Figure V-15 : la contrainte totale.....	64
Figure V-16 : Déplacement-temps suivant l'axe XX.....	65
Figure V-17 : Déplacement-temps suivant l'axe YY.....	65
Figure V-18 : Vitesses -temps suivant l'axe XX.....	66
Figure V-19 : Vitesses -temps suivant l'axe YY.....	66
Figure V-20 : l'accélération -temps suivant l'axe XX.....	67
Figure V-21 : l'accélération -temps suivant l'axe YY.....	67
Figure V-22 : la force F_x	68
Figure V-23 : position de point de calcul sur profil.....	69
Figure V-24 : déplacement verticale suivant xx	70
Figure V-25 : déplacement verticale suivant yy	71
Figure V-26 : déplacement horizontale suivant xx.....	72
Figure V-27 : déplacement horizontale suivant yy.....	72

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau I.1 : représenté l'échelle de Richter.....12
Tableau I.2 : l'échelle macrosismique européenne (aussi notée EMS98).....13

Chapitre II

Tableau II.1 : les portée et ouvrage choisir d'un pont cadre ferme.....20
Tableau II.2 : Résumés les avantages et inconvénient d'un PCF.....22
Tableau II.3 : Les valeurs du coefficient a_124
Tableau II.4 : les valeurs de v24
Tableau II-5 : Les valeurs du coefficient B_c25

Chapitre III

Tableau III.1 : représenté le coefficient de Rankine.....38
Tableau III.2 : paramètre de Marston R41

Chapitre V

Tableau V.1 : le type de matériaux et nombre des éléments de modélisation.....54
Tableau V.2 : coordonné géométrique d'un pcsf.....55
Tableau V.3 : Propriétés du sol constituant le massif.....55
Tableau V.4 : Propriétés de l'élément structural (plate).....56
Tableau V.5 : les phases de calcule.....60
Tableau V.6 : les coordonnées des point de calcule.....62
Tableau V.7 : les valeurs maximales de composante de mouvement du point choisir.....69
Tableau V.8 : les valeurs de déplacement vertical.....70
Tableau V.9 : les valeurs de déplacement horizontal.....71

NOTATION ET ABREVIATIONS

Lettres Grecques

ν : le coefficient de poisson.

φ : angle de frottement effectif.

ψ : angle de dilatance.

γ : poids volumique.

E : Le module de Yong.

F : force due au renforcement.

R : force de réaction.

θ : angle du plan de rupture.

σ : contrainte.

τ : contrainte de cisaillement (tangentielle).

c : cohésion (effective).

Lettres Latines

EA : Rigidité normale.

EI : Rigidité 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.

K0 : Coefficient des terres au repos.

L : Longueur.

m : puissance.

P : pression.

Notion et Abréviations

U : déplacement.

w : poids.

V_p : vitesse des ondes P.

V_s : vitesse des ondes S.

M : magnitude.

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

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

$\{ u \}$: Vecteur de déplacement.

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

Abréviations

ISS : Interaction sol-structure.

PHA : peak horizontal accélération

MEF : Méthode élément fini

TUD : Université Technologique de delf

Introduction générale

Le présent mémoire de fin d'étude traite d'une étude théorique et numérique d'un passage supérieur cadre fermé franchissement a un oued a route national 40 lie entre m'silla et MAGRA au PK7+300.

Alors tous les ouvrages de génie civil sont en contact avec des sols ou des roches cette phénomène s'appelle l'interaction sol structure ISS : cette interaction peut être localisée, dans les fondations de bâtiment ou d'ouvrage d'art, plus complexe dans les soutènements, ou totale dans le cas des ponts.

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

L'objectif du présent rapport consiste à modéliser et à simuler le comportement du sol et celui de des fondations (pont cadre ferme).

Dans ce but, des essais géotechniques ont été effectués afin de caractériser le sol de fondation, l'évaluation des charges transmises par les fondations, permettra d'évaluer la réponse du sol de fondation. La modélisation se fera par la méthode des éléments finis, et nous utiliserons PLAXIS 2D pour faire une simulation numérique du comportement.

Les travaux présentés dans ce mémoire à caractère théorique et numérique sont structurés en cinq chapitres.

Le premier chapitre présente les caractéristiques de mouvements séismique et les défèrent zone séismique on Algérie, les catégories site (propriétés mécaniques des sols qui les constituent) plus ça les méthodes des calcule séismiques. Au deuxième chapitre, donné quelque généralités sur les ponts cadre fermé PCF et les méthodes de la calcule des combinaisons des charge.

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

Introduction Générale

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

Le cinquième chapitres donné un résultat final de chapitre quatrième de la modélisation et donné la solution du problème traité (partie de sortie de programme).

Généralité

I-1. But de l'ouvrage à l'étude

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

Cette étude repose sur une analyse numérique on utilisant le code de calcule par élément fine (plaxis).

I-2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage est un pont cadre ferme franchir l'oued sur la RN40 (MSILLA -MAGRA) au PK 7+ 300.

I-3. Les caractéristiques de l'ouvrage

Pont cadre 1 au PK 07+300

- Largeur : 14m
- Hauteur : 2,50 m
- Longueur 3.00 m.

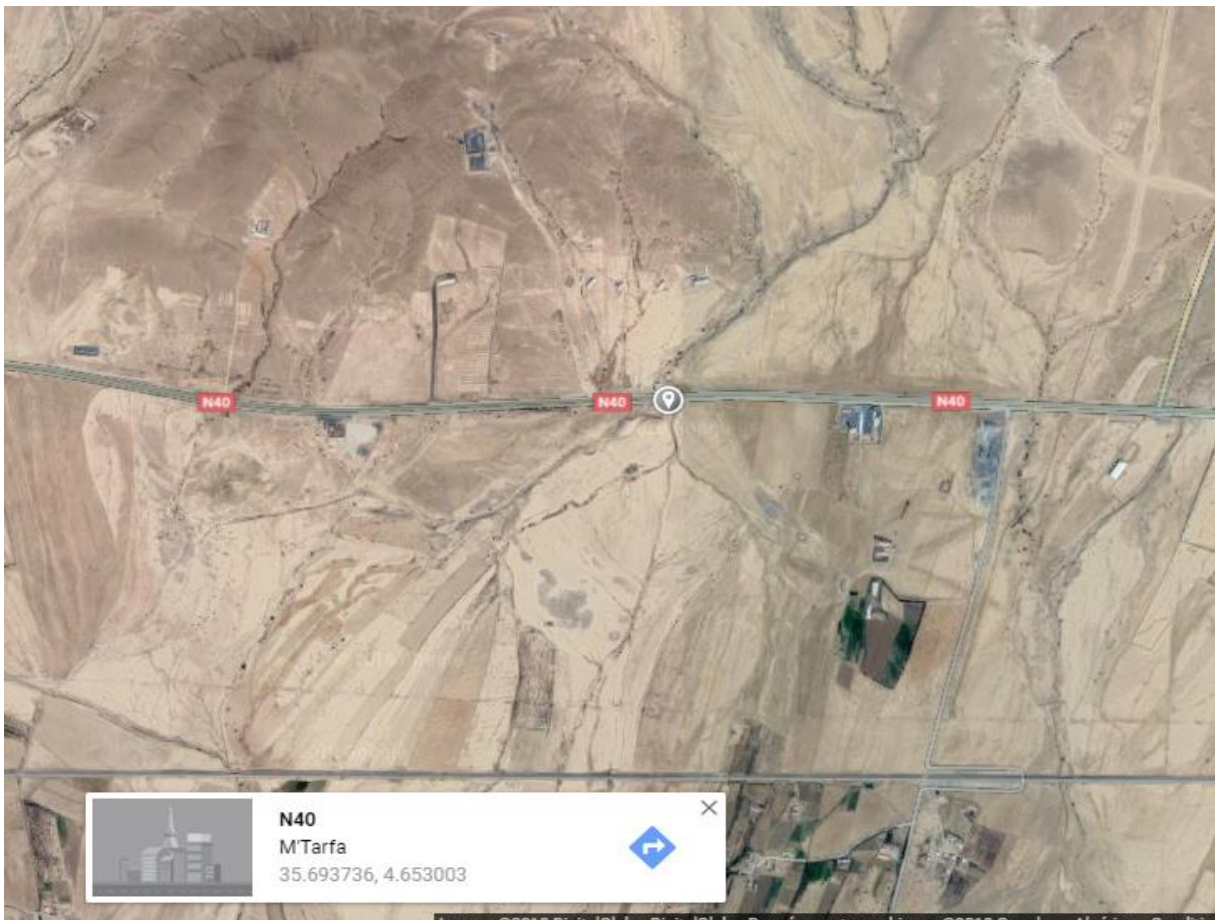


Figure (I) : Plan de situation

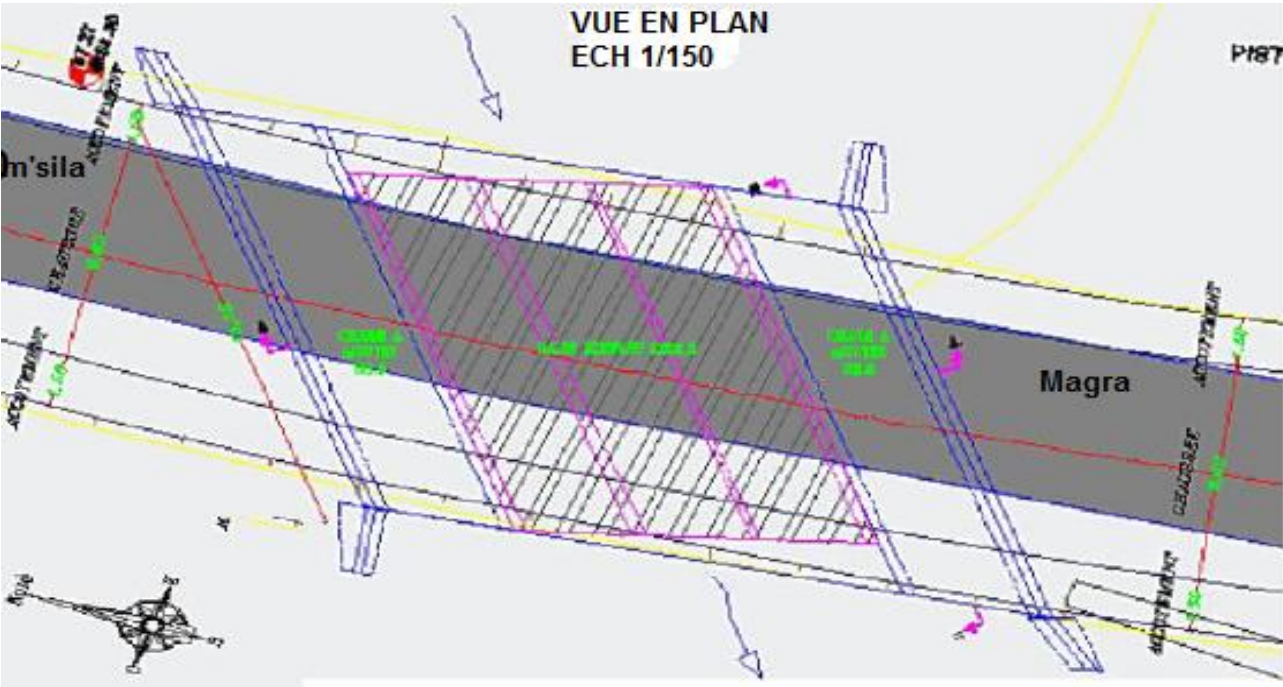


Figure (II) : tracé en plan

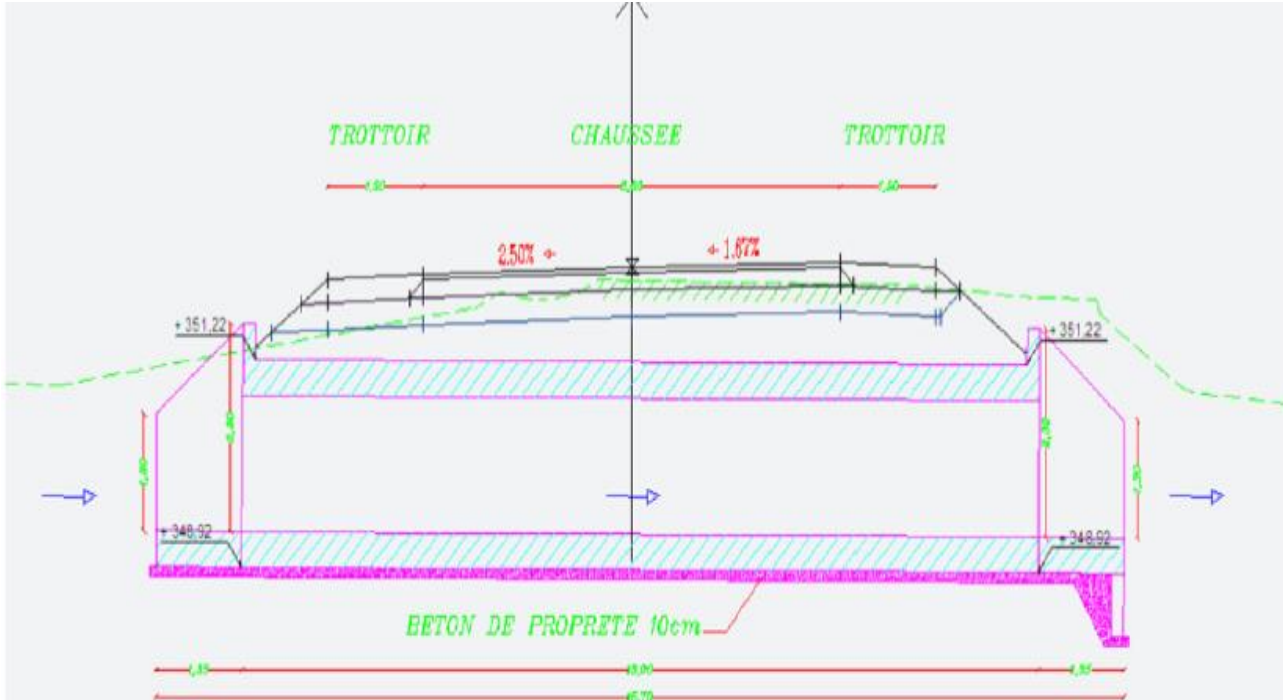


Figure (III) : Profil en travers

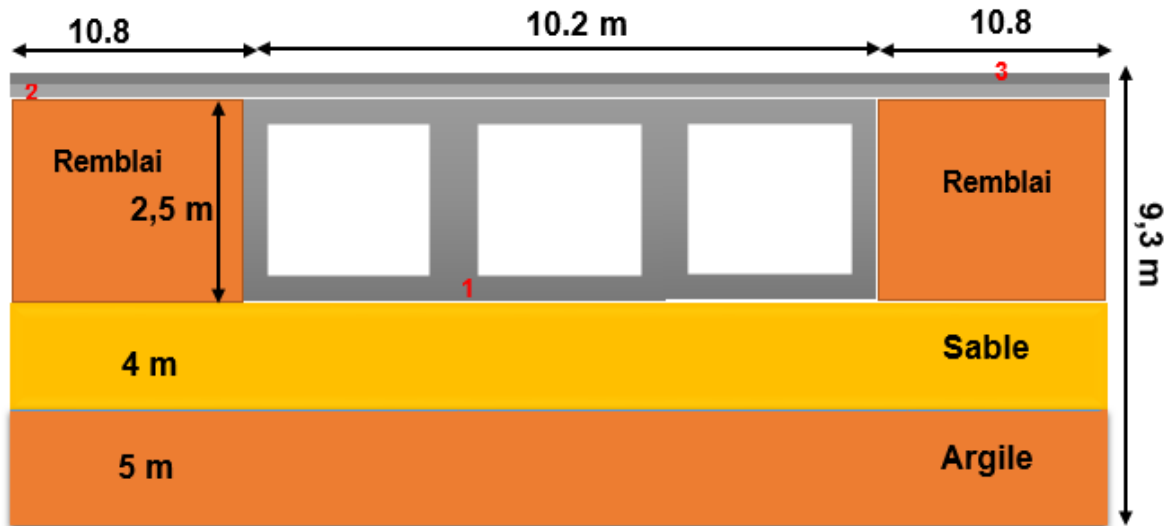


Figure (IV) : coupe transversale

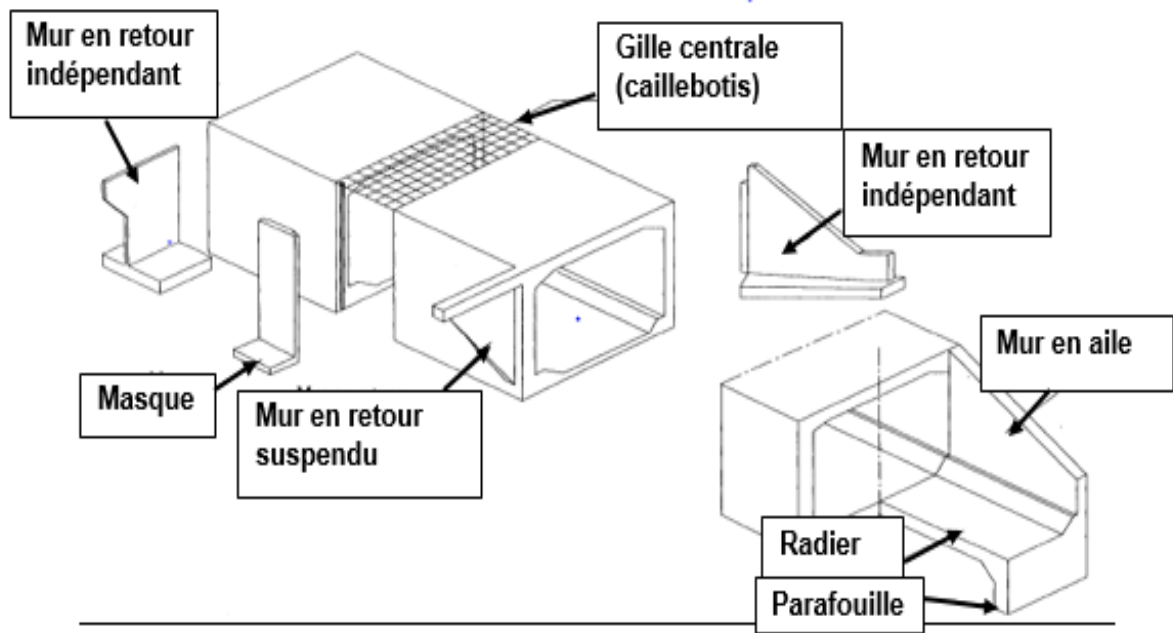


Figure (V) : morphologie du cadre ferme (P.S.C.F.)

Chapitre I : Caractéristique de mouvement sismique

I. Introduction

Le séisme est une secousse ou succession de secousses plus au moins violentes du sol. Un séisme résulte du relâchement brutal de contraintes dans la croûte terrestre qui provoque un glissement de deux compartiments le long d'une faille.

Ces secousses peuvent être imperceptibles où très destructrices.

Pour une année le nombre de séismes est estimé à environ un million, toute fois la plupart d'entre eux sont trop faibles pour être ressentis.

La principale cause des tremblements de terre est liée à la tectonique des plaques et aux contraintes engendrées par le mouvement d'une douzaine de plaques majeures et mineures qui constituent la croûte terrestre.

La plupart des séismes tectoniques se produisent aux limites des plaques, dans les zones où une plaque glisse le long d'une autre où s'enfonce sous une autre plaque.

Une grande partie du Nord de **l'Algérie** est susceptible d'être soumise à d'importantes secousses sismiques dont les effets sont catastrophiques, (ces séismes font peser de graves menaces sur les populations, peuvent semer la mort en détruisant les habitations, les édifices publics, les ponts, les barrages et glissement de terrains, ...) [2].

I.1. Définition d'un séisme :

Un séisme est un mouvement naturel du sol qui débute brusquement (rupture brutale) et dure peu (quelques secondes à quelques minutes).

Les séismes tectoniques sont liés au rejoue d'une faille préexistante ou à la création d'une nouvelle faille.

Ils se produisent essentiellement aux frontières des plaques lithosphériques [1].

I.1.2. La faille : une faille est le plan qui sépare deux blocs de roches qui bougent l'un par rapport à l'autre.

On distingue 3 mouvements de faille principaux : faille normale, C inverse et faille de décrochement

1. **Faille normale :** le mouvement divergent des plaque produit se mécanisme de rupture .le bloc au-dessus du plan de faille glisse vers le bas. Comme le plan de faille n'est généralement pas vertical, il plonge selon un certain angle vers le centre de la terre.

Cet angle est appelé angle d'inclination ou pendage du plan de faille.

2. **Faille de glissement latérale :** ou à coulissage horizontale le mouvement des plaque provoqué ce mécanisme de rupture.
3. **Faille renversée :** le mouvement de subduction des plaque cause ce mécanisme de rupture .dans ce cas le mur surplombant la faille se déplace vers la haute par rapport au fond (ou mur d'appui). Un cas particule de faille renversée est la faille chevauchante (thrust fault), caractérisé par une faible inclination ($<45^\circ$) de plan de faille [1].

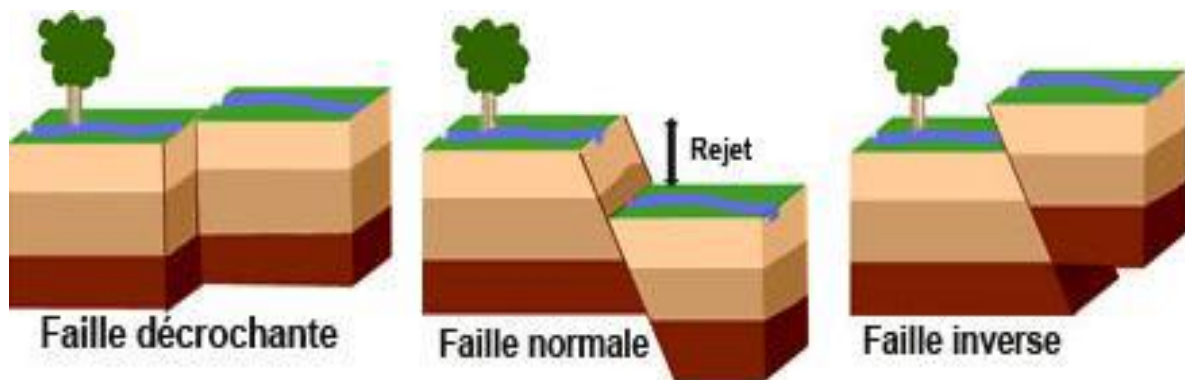


Figure I-1 : Les trois grands types de failles.

I.2. Terminologie et définition des ondes sismique :

1. Le foyer (ou hypocentre)

Le point d'origine d'un séisme ou commence la rupture. Ce point se situe à une profondeur variant de quelque kilomètre jusqu'à de 100 km ou la région de la faille où commence la rupture et d'où partent les ondes sismiques.

Les séismes qui génèrent des dégâts ont habituellement des foyers situés dans les cent premiers kilomètres de la lithosphère [1].

2. L'épicentre

Le point localise verticalement ou de au-dessus du point focal a la surface de sol (C'est le point situé à la surface terrestre à la verticale du foyer).

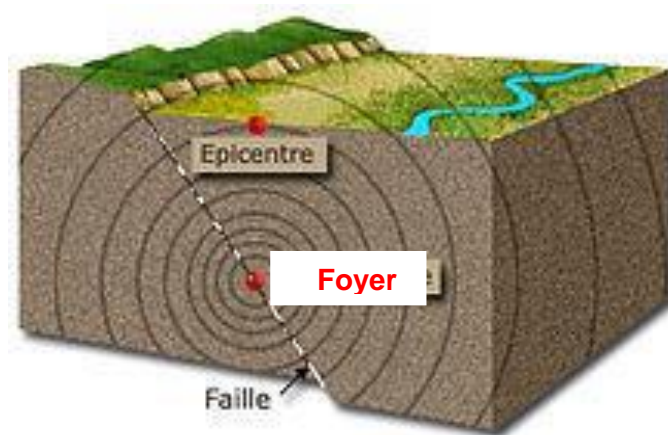


Figure I-2 : Représentation schématique d'un séisme

3. Profondeur focale

La distance verticale entre le foyer et l'épicentre

Un tremblement de terre produit différents ondes sismiques. On appelle ondes de volume, les ondes qui se propagent dans la croûte terrestre et ondes de surface, celles qui se propagent à la surface de sol [1].

On distingue deux types d'ondes de volume :

a) Ondes primaires (ondes P) :

Des ondes de tension et de compression se propageant dans la direction de front d'ondes.

La vitesse d'ondes P :

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

b) Ondes secondaire (ondes S)

Des ondes de cisaillement se propageant dans la direction perpendiculaire au front d'ondes.

La vitesse d'ondes S :

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

$$E = \sqrt{\frac{\sigma}{\varepsilon}} \quad \lambda = \sqrt{\frac{E\nu}{(1 - 2\nu)(1 + \nu)}} \quad G = \frac{E}{2(1 - 2\nu)} \quad \nu = \frac{\varepsilon_l}{\varepsilon}$$

λ : est le module d'incompressibilité

ν : est Coefficient de Poisson

G : est le module de cisaillement (ou rigidité). E : est Module d'élasticité dynamique [N/m²]

ρ : est la masse volumique.

σ : Contrainte normale dans une direction

ε , ε_l : Déformation dans la même direction et dans la direction perpendiculaire.

On distingue deux types d'ondes de surface :

a) Ondes de Rayleigh :

Des ondes verticales se propagent à la surface du sol.

b) Ondes de love

Des ondes horizontales se propageant à la surface de sol

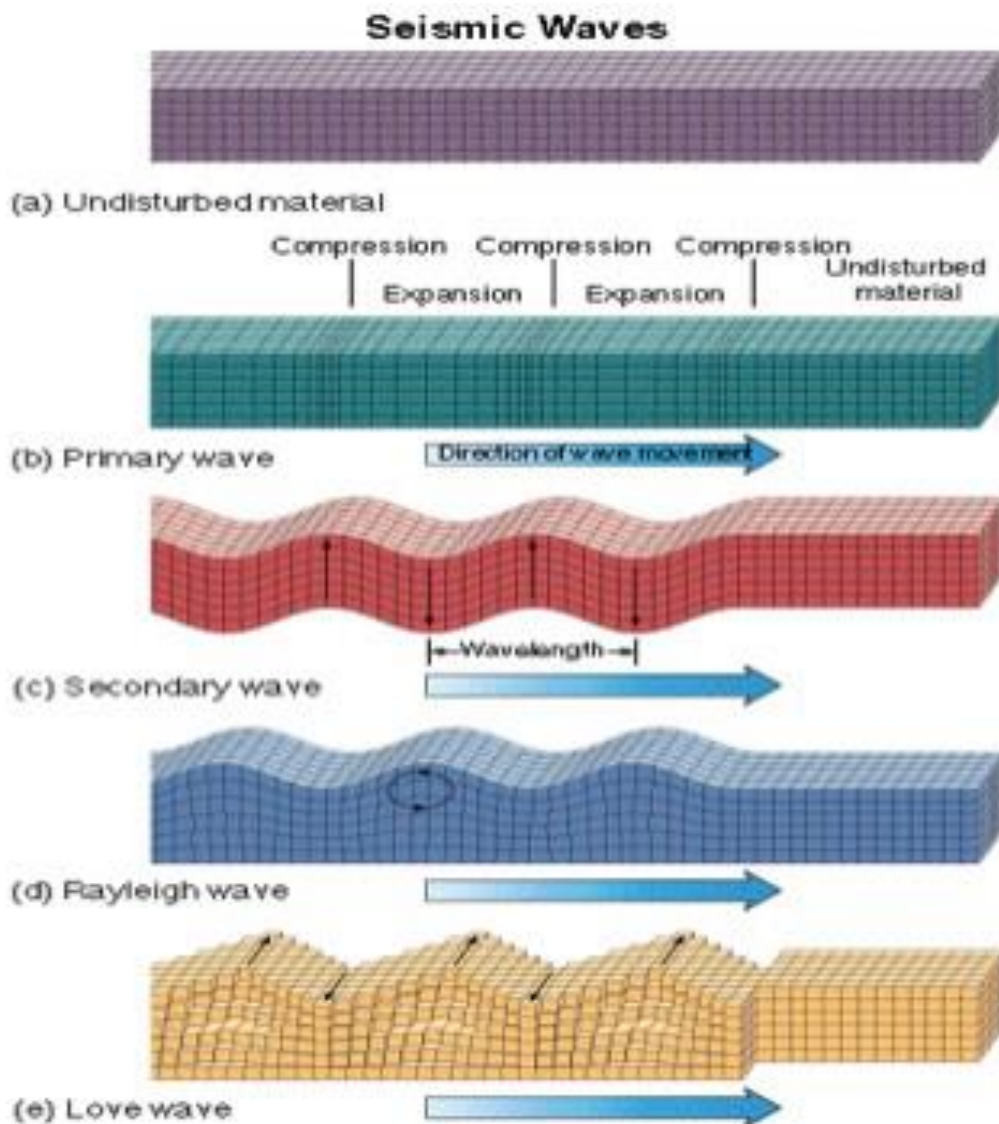


Figure I-3 : les différentes ondes séismiques [5].

Les ondes primaire sont généralement à haute fréquence et les première atteindre une structure .les ondes secondaires sont a plus basse fréquence, mais possédant de plus grandes amplitude et sont responsables de la grande majorité des dommages aux bâtiments.

L'amplitude des ondes du volume (primaire et secondaire) se dissipe proportionnellement à $1/d$, ou d est la distance de l'épicentre .l'amplitude des ondes de surface (Rayleigh et love) se dissipe proportionnellement à $1/\sqrt{d}$.

Les ondes de surface se propagent donc sur une plus grande distance [1].

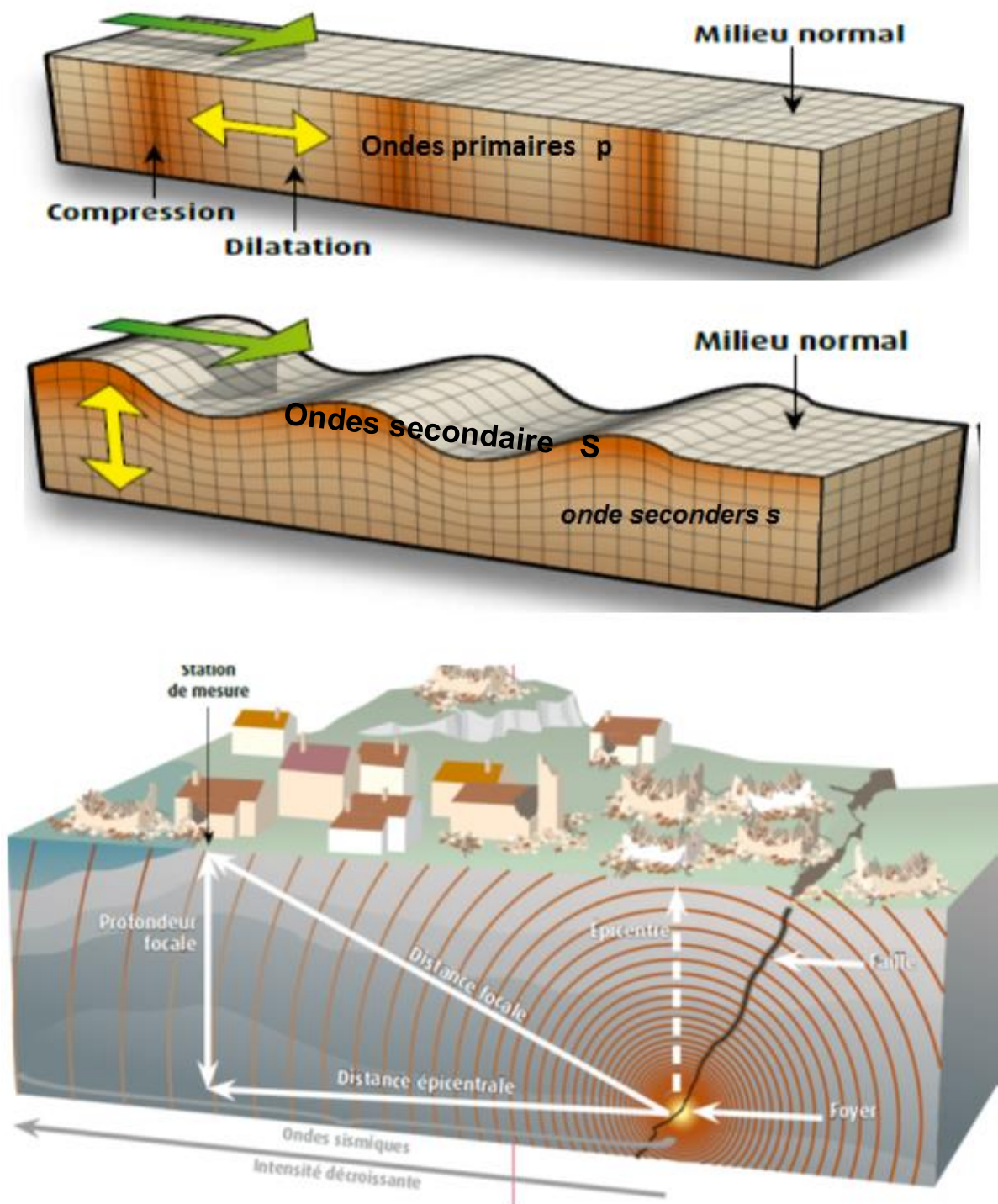


Figure I-4 : schéma approché du séisme et les des volumes [5].

I.3. Magnitude et Intensité :

I.3.1 Magnitude : énergie libérée au point de rupture

La puissance d'un tremblement de terre peut être quantifiée par sa magnitude, notion introduite en 1935 par le sismologue Charles Francis Richter. La magnitude se calcule à partir des différents types d'ondes sismiques en tenant compte de paramètres comme la distance à l'épicentre, la profondeur de l'hypocentre, la fréquence du signal, le type de sismographe utilisé, etc.

La magnitude n'est pas une échelle mais une fonction continue Logarithmique [4].

$$M = \log(A/T) + f(R) + C$$

A : amplitude maximum du signal.

T : période.

R : distance de la source

C : correcteur.

I.3.2 Intensité : effets ressentis ou observés en surface en un lieu donné

Les échelles d'intensité comportent des degrés notés en nombres romains, de I à XII pour les échelles les plus connues (Mercalli, MSK ou EMS)

Echelle de magnitude (Richter)	
Magnitude	Ordre de grandeur du nombre de séismes par an dans le monde
> 0	100 millions
1	10 millions
2	1 million
3	100 000
4	10 000
5	1 000
6	100
7	10
8	1
9	1 tous les 10 ans

Tableau I-1 : représenté l'échelle de Richter

Echelle d'intensité (EMS-98)	
I	Secousse non perceptible
II	Secousse à peine perceptible
III	Secousse faible ressentie de façon partielle
IV	Secousse largement ressentie
V	Réveil des dormeurs
VI	Frayeurs
VII	Domages aux constructions
VIII	Destruction de bâtiments
IX	Domages généralisés aux constructions
X	Destruction générale des bâtiments
XI	Catastrophe
XII	Changement de paysage

Tableau I-2 : l'échelle macrosismique européenne (aussi notée EMS98).

I.4. Classification des zones sismiques

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

Zone O : sismicité négligeable

Zone I : sismicité faible

Zone II : sismicité moyenne

Zone III : sismicité élevée

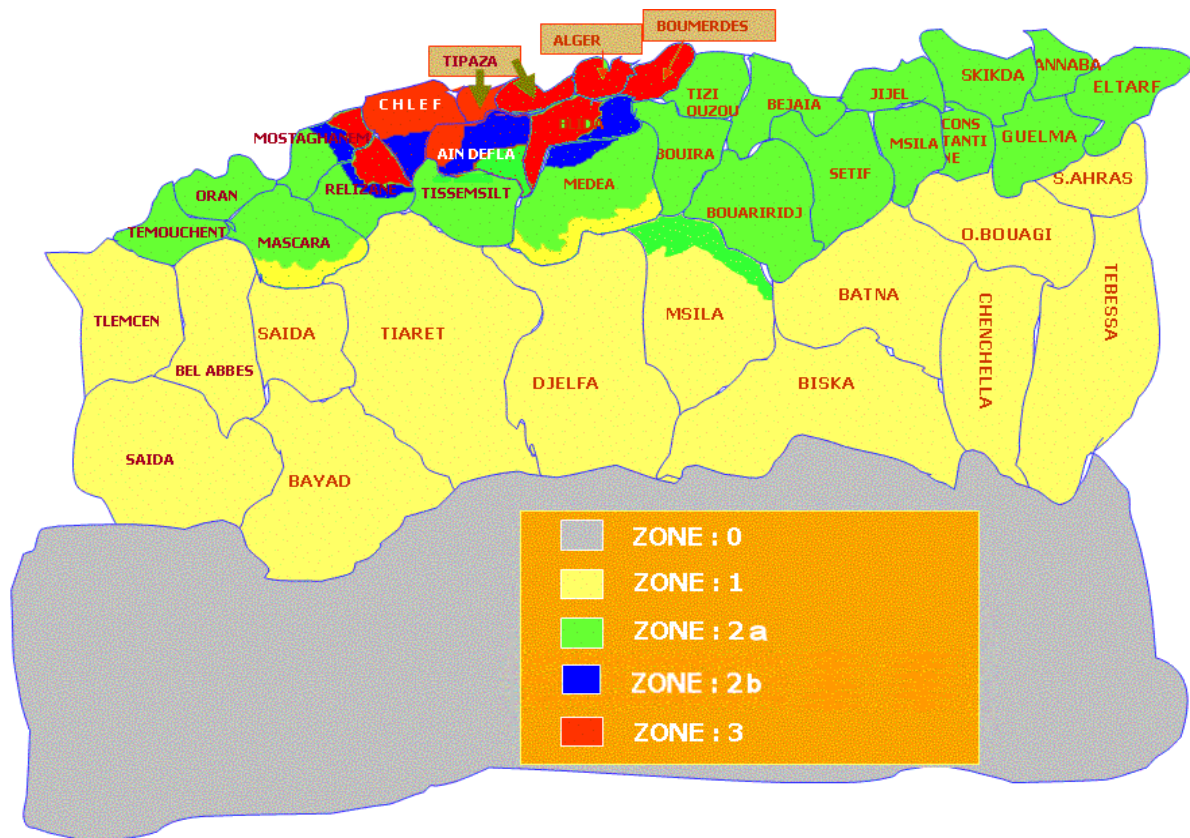


Figure I-5 : carte des zones sismiques de l'Algérie

I.4.1 classification des ouvrages selon leur importance :

1. **Groupe 1A** : Ouvrages d'importance vitale
2. **Groupe 1B** : Ouvrages de grande importance
3. **Groupe 2** : Ouvrages courants ou d'importance moyenne
4. **Groupe 3** : Ouvrages de faible importance

I.4.2. Classification des sites :

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent [3].

1. Catégorie S1 (site rocheux) :

Roche ou autre formation géologique caractérisée par une vitesse moyenne d'onde de Cisaillement (V_s) à 800m/s.

2. Catégorie S2 (site ferme) :

Dépôts de sables et de graviers très denses et/ou d'argile sur consolidée sur 10 à 20 m d'épaisseur avec VS 400 m/s à partir de 10 m de profondeur.

3. Catégorie S3 (site meuble) :

Dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec VS 200 m/s à partir de 10 m de profondeur.

4. Catégorie S4 (site très meuble)

- Dépôts de sables lâches avec ou sans présence de couches d'argile molle avec VS < 200 m/s dans les 20 premiers mètres.

- Dépôts d'argile molle à moyennement raide avec VS < 200 m/s dans les 20 premiers mètres.

I.5. méthodes de calcul le force sismique

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- par la méthode statique équivalente
- par la méthode d'analyse modale spectrale
- par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

I.5.1 la méthode statique équivalente

Qui est basée sur les conceptions parasismiques les plus récents aux USA, dont le principe est de remplacer les forces dynamiques réelles développées dans la construction par des forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique, elle définit l'action sismique V ou l'effort tranchant à la base de la construction considérée par :

$$v = \left(\frac{1}{R}\right) \cdot A \cdot D \cdot Q \cdot W$$

I.5.2. la méthode d'analyse modale spectrale

Cette méthode est sans doute, la méthode la plus fréquemment utilisée pour l'analyse sismique des structures, elle est caractérisée par :

- La définition du mouvement sismique imposé aux supports sous la forme d'un spectre de réponse.
- L'hypothèse d'un comportement global linéaire de la structure permettant l'utilisation des modes propres.

Elle comporte les étapes suivantes :

- Établissement d'un modèle de calcul reproduisant au mieux le comportement dynamique réel de la structure.
- Calcul des modes propres et fréquences propres du modèle.
- Lecture sur le spectre de réponse des valeurs maximales des réponses des modes propres.
- Calcul des réponses de la structure par combinaison des réponses modales [3].

I.5.3 la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

Son application demande un personnel bien qualifié. Lors de la réalisation des constructions en zones sismiques il faut avoir le réflex «construction parasismique» dès les premières esquisses.

L'utilisation stricte des règles normales de construction permet de résister convenablement aux séismes.

Les contreventements longitudinaux et transversaux sont importants et doivent être pensés à la naissance du projet.

La qualité des matériaux de construction est souvent la cause de la gravité des conséquences des séismes.

Il est essentiel de concevoir et de disposer des bâtiments sur le plan masse en fonction de la nature du sol (sol ferme, sol meuble) [3].

I.6. conclusion

Dans ce chapitre, nous avons donné les caractéristique et les causes principale d'un mouvement séismique et les zones séismique on Algérie suivant norme et les règle de calcule on algie.

Dans les chapitres suivant on étude théoriquement l'impact du séisme sur les ponts cadre fermée

Chapitre II : Généralités sur pont cadre

II. Introduction

Les ouvrages à une travée du type pont-cadre ou portique en béton armé constituent la majorité des franchissements en passage inférieur ou supérieur (PIC ; PSC) lorsque la largeur de la voie franchie est faible ou moyenne (jusqu'à une vingtaine de mètres) et lorsque le biais n'est pas trop accusé.

Ils se présentent comme une ouverture rectangulaire dans le talus, assortie de murs de tête dont la fonction est de maintenir les terres, en remblai ou en déblai ou à la fois en remblai et déblai.

L'aspect de l'ouvrage est très influencé par son ouverture ainsi que par ses murs de tête et, dans une moindre mesure, par la largeur de la plate-forme de la voie portée [7].

Dans ce chapitre nous avons étudié un pont cadre ferme franchissant à un oued type Cet ouvrage a type PCF.

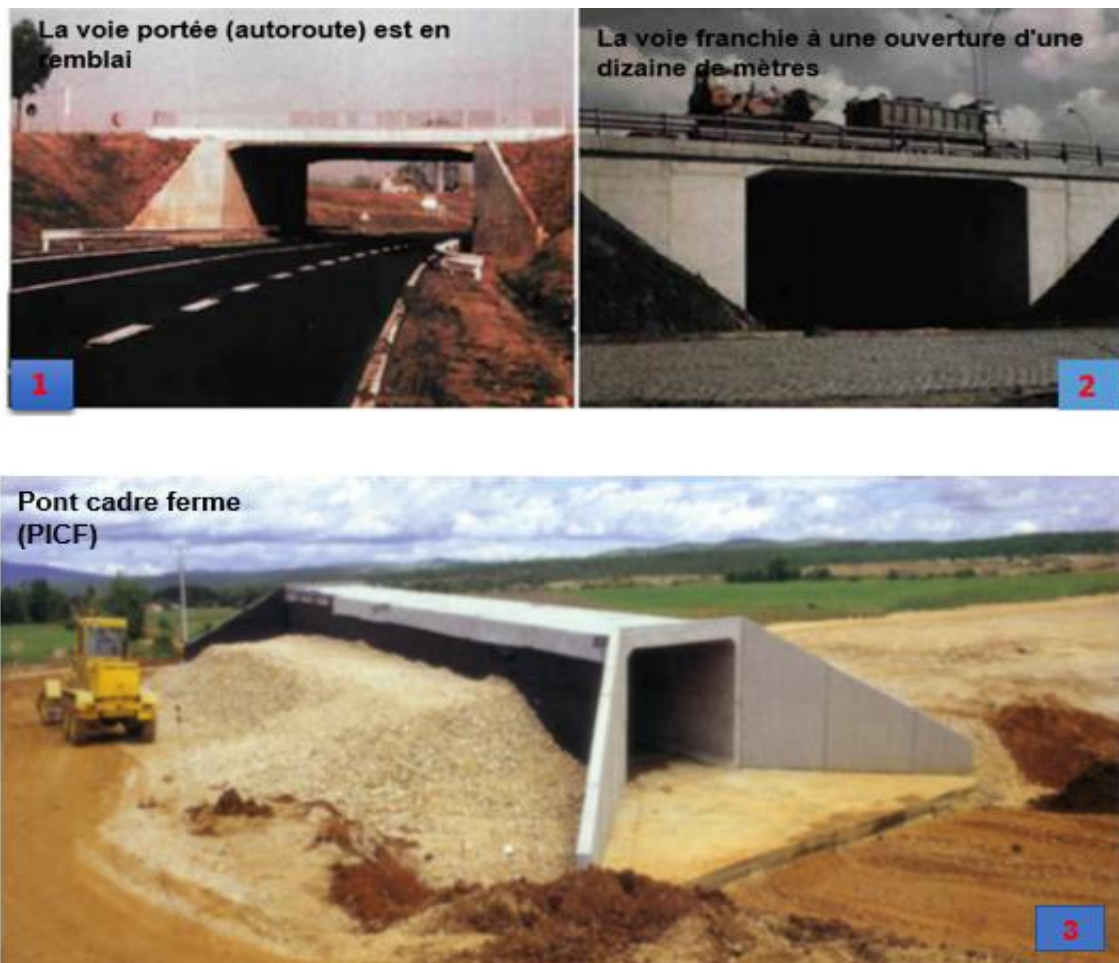


Figure II-1 : des images sur de différents ponts cadre

II.1 Pont cadre fermée

Les Passages supérieures en Cadre Fermé (PS-CF) sont des cadres rectangulaires en béton armé. Ils sont associés à des murs de soutènement retenant les terres qui constituent le remblai de la plate-forme de la voie franchie.

Ce type d'ouvrage est le passage inférieur le plus courant pour le rétablissement de petites voies de communication. Les PS-CF conviennent pour le franchissement de voies de faible largeur (inférieure à 12 mètres).

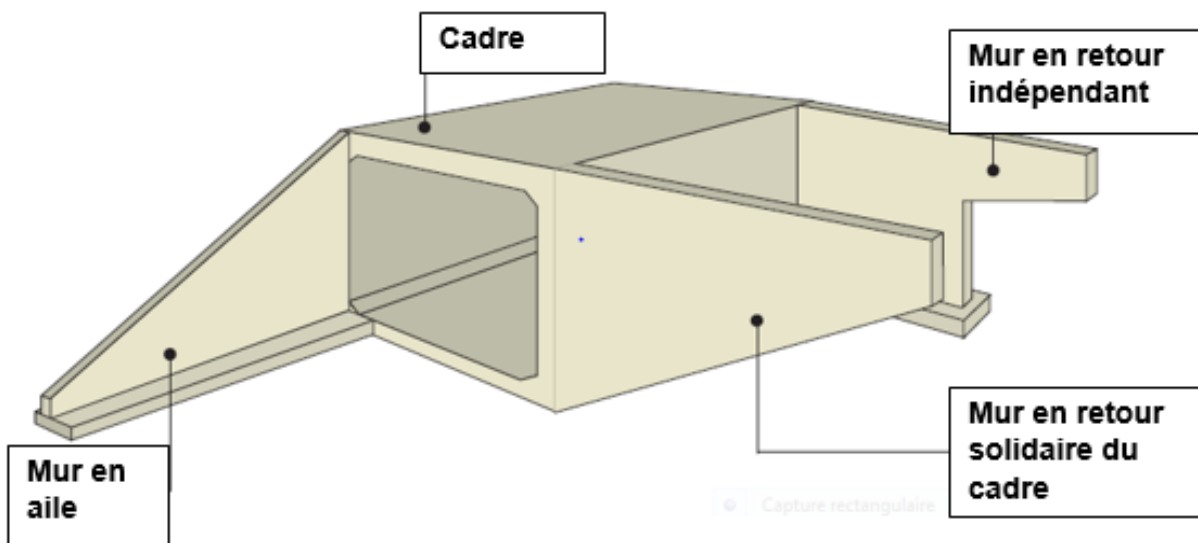


Figure II-2 : Schéma type d'un PS-CF

Le radier servant de fondation est coulé sur un béton de propreté. Les piédroits soutiennent les terres et supportent la traverse supérieure. Tous ces éléments sont reliés par des goussets. Les murs de soutènement peuvent être des murs en retour (parallèles à la voie portée), suspendus et liés mécaniquement au cadre, ou des murs en aile, généralement fondés superficiellement et indépendants de la structure.

Pour la traverse supérieure, l'élanement est de l'ordre de $1/25$, sans retenir toutefois, dans les cas courants, d'épaisseur inférieure à 30 cm en raison des difficultés de mise en place du béton dans les piédroits que cela engendre figure n°3.

Ce type d'ouvrage peut faire l'objet d'une préfabrication totale ou partielle [8].

Il est utilisé dans le cadre de passage de cours d'eau ou de chemin modeste sous voie autoroutière.

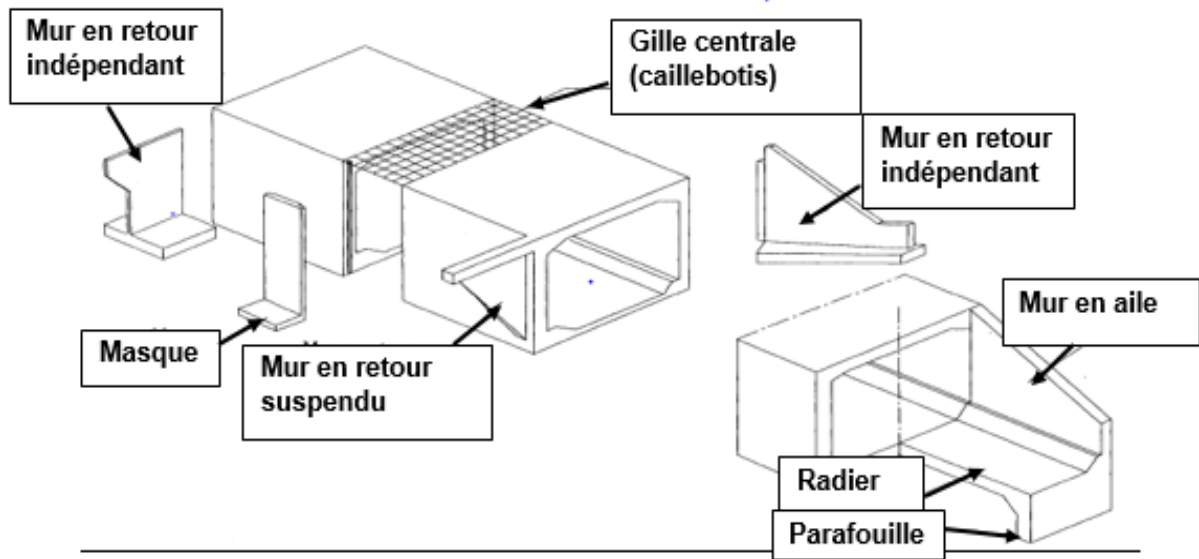


Figure II-3 : morphologie du cadre ferme (P.S.C.F.)

II.2. Le paramètre pour choisir pont cadre fermé (PSCF)

Portée	Ouvrages à une seule travée (portée maxi. Conseillés)
<10m	Pont cadre – Portique : PICF en béton armé ou en maçonnerie armé (blocs pleins)
de 10 à 25 m	Pont cadre – Portique : PICF (10 m) ; PIPO (20 m) Pont dalle : PSI-DA (15 m) ; PSI-DP (22 m) ; PSI-DE (22 m) ; PSI-DN (25 m)

Tableau II-1 : la portée et ouvrage choisir d'un pont cadre ferme

II.3. Cadre en béton armé d'un PSCF

1. Ouverture économique

2 < L < 8 m bon sol 3 bar

2 < L < 12 m Mauvaise sol (≈ 1 bar)

Dimensionnement des viols

$$e = \max \left| \begin{array}{l} \frac{L}{32} + 0.125 \\ 0.3 \end{array} \right.$$

Avec 'L' ouverture biaise

2. Traverse inférieure, piédroits : selon les qualités de de sol (**argile, limon, sable, gravé, rochet**)

3. Ouverture sous remblais :

Toute les l'épaisseur Rio sont majorées selon la formule

$$Eio = \sqrt{\frac{1+H \times d^2}{2000 \times Eio^2}}$$

Avec H : hauteur de remblais

d : ouverture de l'ouvrage

❖ Ratios

- Piédroits 110 à 130 kg/m³
- Traverse sup et inf. : 110a 120 kg/m³
- Programme de calcule : PICF-EL (SETRA) [10].

II.4. Avantages et les inconvénients d'un PSCF

Le seul inconvénient c'est qu'il nécessite une déviation provisoire du cours d'eau lorsque cet ouvrage est utilisé comme franchissement de cours d'eau.

Le cadre s'accommode au sol médiocre et d'une faible profondeur de fondation : la pression sur le sol est de l'ordre de 0,1 MPa.

L'épaisseur constante conseillée de la dalle supérieure est de l'ordre de 1/25 de l'ouverture biaise (40cm).

L'angle de biais sera compris entre 100 et 65 grades .

avantages	inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> ➤ Structure simple et robuste. ➤ Facile d'exécution. ➤ S'accommode des sols médiocres tels que : 0,05 MPa < qu < 0,1 MPa. ➤ Bonne tenue dans le temps. 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Cher au m². ➤ Déviation provisoire du cours d'eau lorsque cet ouvrage est utilisé comme évacuation des eaux.

Tableau II-2 : Résumés les avantages et inconvénient d'un PCF

II.5. base de calcul d'un PSCF

II.5.1 principe

Le programme PSCF-EL permet un calcul d'ouvrage conforme à la réglementation française, c'est-à-dire aux textes suivants :

- Fascicule n° 61 : Conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art, Titre II - Programmes de charges et épreuves de pont-route (Edition de 1972)
- Fascicule n° 62 - Titre I - Section I - Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites BAEL91 révisé 99.
- il y a d'autres normes EC2...etc. [9].

II.5.2 Les Charges

1) Charges permanentes

Elles comprennent : le poids propre de l'ouvrage (génère automatiquement), le poids spécifique du sol, le poids spécifique de l'eau. Les actions engendrées par ces charges se regroupent en actions favorables et défavorables pour la stabilité de la structure.

2) Charges d'exploitation

Toutes les charges d'exploitation sont définies selon 2 types :

- le type "CHARGE REPARTIE" qui est appliqué entre zéros de ligne d'influence
- le type "CAMION" défini par une série d'essieux ayant même définition transversale

II.6. Charges routières prises en compte dans les calculs :

Trois types de charge A, B et sur remblais sont pris en compte dans les calculs.

- les charges sur remblais sont uniformément réparties sur les remblais d'accès au pont
- les charges de type A sont des charges uniformément réparties sur la voie chargée

Les charges de type A sont frappées par les coefficients **a1 et a2** (voir tableau) qui tiennent compte des majorations pour effets dynamiques.

- les charges de type B sont :
 - a. le système Bc : se compose de camions types ;
 - b. le système Br : se compose d'une roue isolée ;
 - c. système Bt : se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems.

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

$$\delta_{bc} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2l} + \frac{0.6}{1 + 4\left(\frac{G}{S}\right)}$$

Valeurs d a1	Nombre de voies chargées					
		1	2	3	4	>4
Classe du pont	1 ^{ère}	1	1	0.9	0,75	0,7
	2 ^{ème}	1	0.9	–	–	–
	3 ^{ème}	0.9	0.8	–	–	–

Tableau II-3 : Les valeurs du coefficient a1

Les valeurs d'a2 sont définies par la formule suivante : $a2 = v0/v$
 v étant la largeur d'une voie et v0 ayant les valeurs suivantes :

La valeur De v0	3.5 m	les ponts de première classe
	3 m	les ponts de deuxième classe
	2.75 m	les ponts de troisième classe

Tableau II-4 : les valeurs de v0

La charge $A = a1 * a2 * A(l)$ ainsi obtenue est appliqué uniformément sur toute le largeur de chacune voies considérées.

II.6.1. Système de charge A (L)

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

$$Al = 0.23 + \frac{36}{L + 12} \quad \text{on} \quad kg/M^2$$

Avec : L : longueur chargée (portée du pont)

II.6.2. le système Bc : se compose de camions types

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

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

Nombre de files considérées	1	2	3	4	5
Classe du pont					
<u>Classe 1</u>	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
<u>Classe 2</u>	1.2	1	–	–	–
<u>Classe 3</u>	1	0.8	–	–	–

Tableau II-5 : Les valeurs du coefficient Bc.

II.6.3. Surcharge Bt (Essieu tandem) :

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

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

On les valeurs de Bt :

- Classe 1 Bt=1
- Classe 2 Bt=2

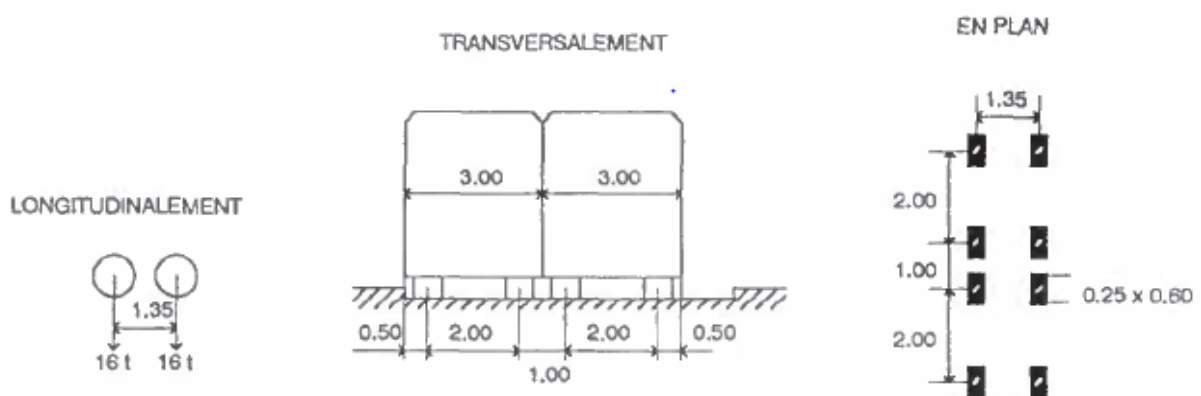


Figure II-4 : Le système Bt.

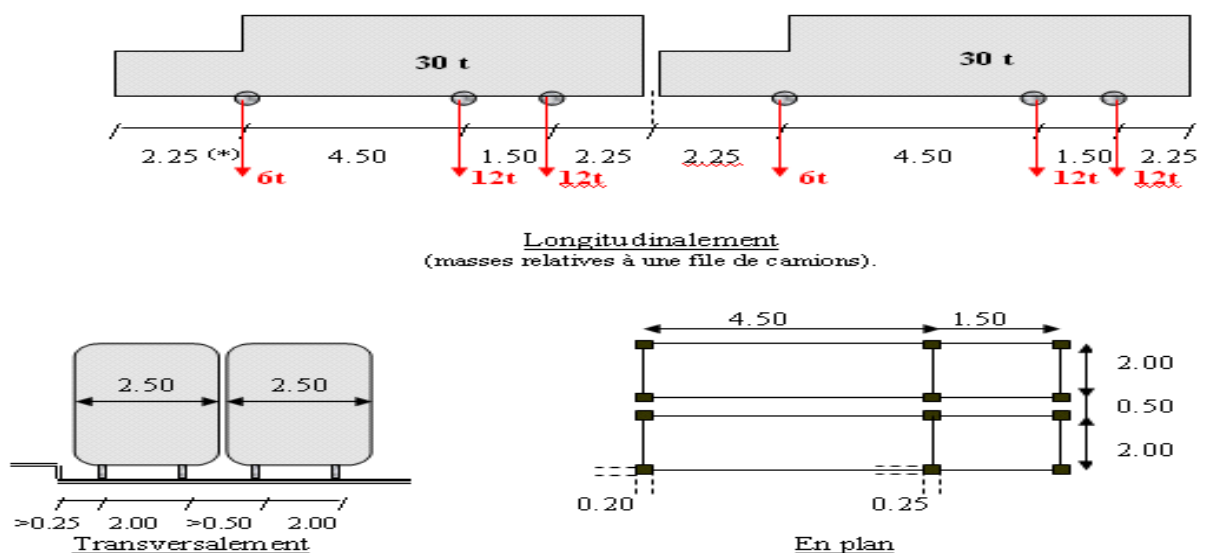


Figure II-5 : Le système Bc.

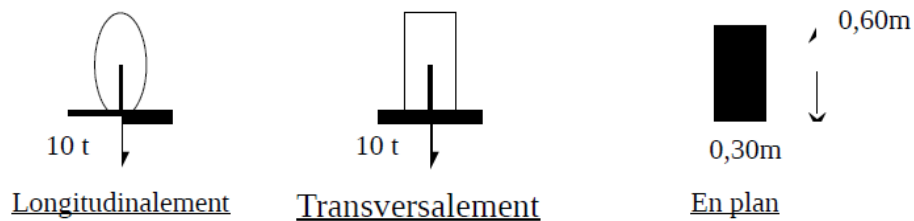


Figure II-6 : Le système Br.

II.7. charge de caractère particulière

A. Surcharge MCI20 :

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

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

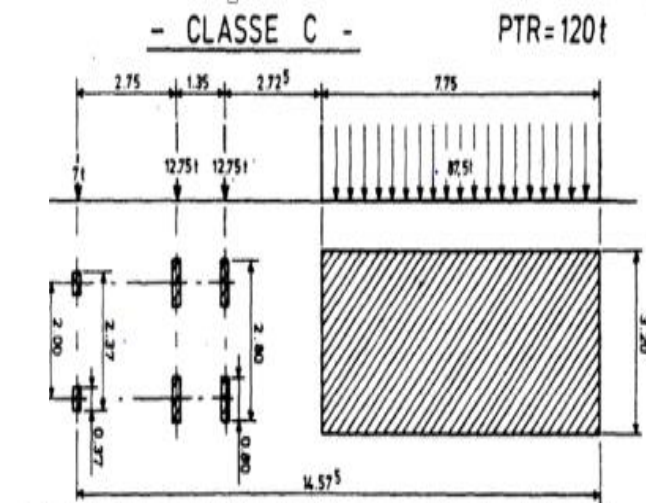


Figure II-7 : Convois types pour la vérification
Des Ouvrages d'Art [9].

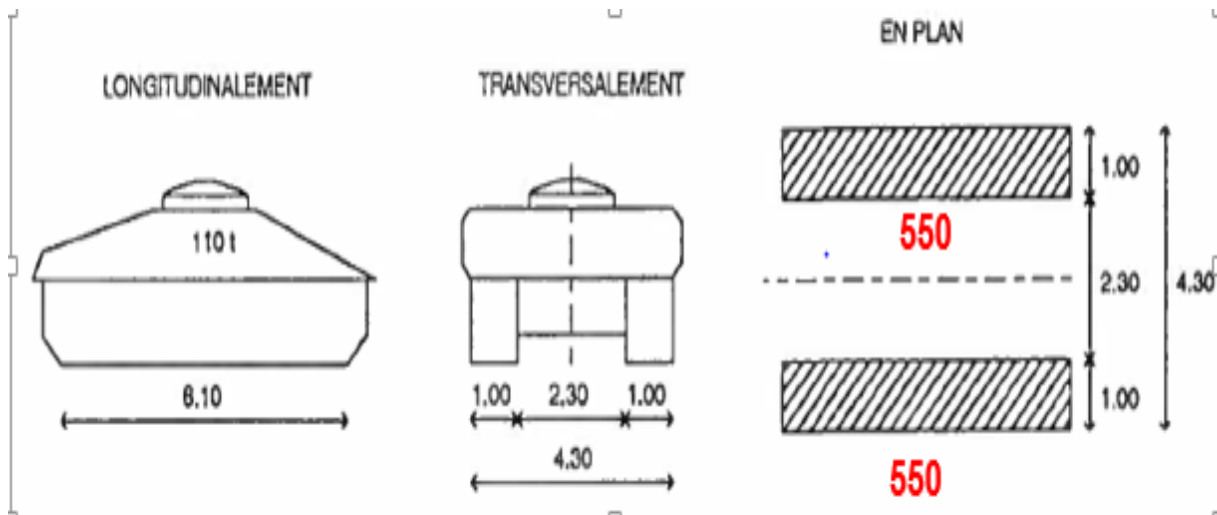


Figure II-8 : système de charge Mc120 [9]

B. Surcharge militaire Me120

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

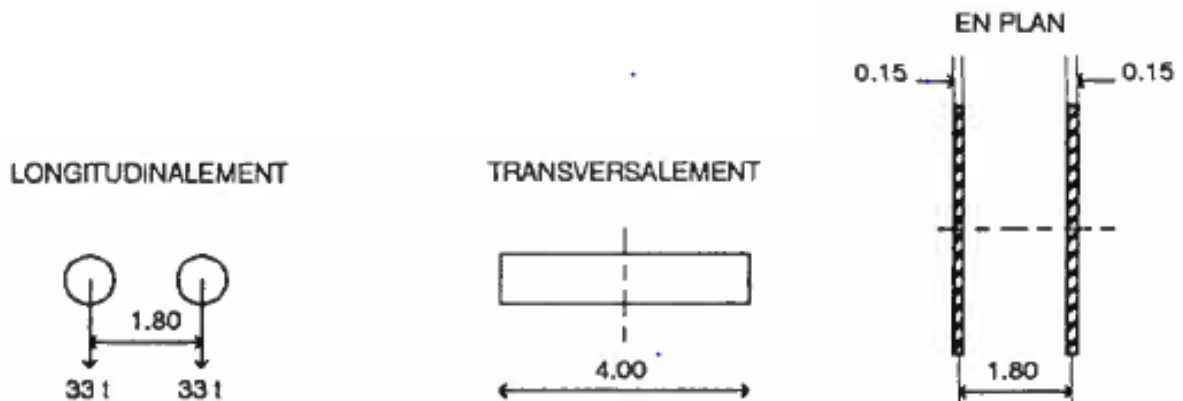


Figure II-9 : système de charge Me120. [9]

II.7.1 Justifications de béton armé

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

Les deux calculs, en flexion simple, sont menés de façon indépendante [9].

a) État-limite de service ELS

Selon le B.A.E.L. il y a lieu de considérer :

$$G + \max \left(1.2 \times \max \left(\begin{matrix} Al \\ Bc \\ Bt \\ Br \end{matrix} \right); \max \left(\begin{matrix} Mc120 \\ Me120 \end{matrix} \right) \right) + \text{Trottoire}$$

b) État-limite ultime ELU

Selon le B.A.E.L. il y a lieu de considérer :

$$G + \max \left(1.6 \times \max \left(\begin{matrix} Al \\ Bc \\ Bt \\ Br \end{matrix} \right); 1.35 \times \max \left(\begin{matrix} Mc120 \\ Me120E \end{matrix} \right) \right) + 1.6 \times \text{Trottoire}$$

Chapitre III : interaction sol structure d'un pont cadre fermé**III. Introduction**

Le terme « interaction sol-structure » est utilisé aujourd'hui pour caractériser les situations où le comportement d'une structure ne peut pas être évalué de façon précise sans considérer aussi le comportement du sol en contact et de leur interface [11]. Du point de vue de la structure, le but d'une analyse tenant compte de l'interaction sol-structure est de déterminer l'effet d'action du sol sur la structure, c'est-à-dire principalement les pressions de contact, en fonction de la déformation de la structure, ceci pour pouvoir procéder aux vérifications nécessaires à son dimensionnement. Il s'agit donc d'assurer que les hypothèses faites sur le comportement du sol sont compatibles avec la réponse de la structure, principalement avec sa déformation, ceci aussi bien à l'état limite de service qu'à l'état limite ultime.

Lors d'un séisme les charges appliquées sur une fondation proviennent des forces d'inerties se développant dans la superstructure et des déformations du sol, provoquées par le passage des ondes sismiques, imposées à la fondation. Ces deux types de chargement sont nommés :

1. Chargement inertielle
2. Chargement cinématique

L'importance de ces chargements dépend des caractéristiques de la fondation ainsi que de la nature des ondes sismiques.

Le terme « Interaction Sol-Structure (ISS) ». Cependant le plus souvent les ingénieurs emploient ce terme pour désigner le chargement inertielle en ignorant la part du au chargement cinématique. Cela provient du fait que :

- a) Dans certains cas l'interaction cinématique est négligeable
- b) La plupart des règlements parasismiques, excepté certain dont l'Euro-code 8, ne le mentionne pas
- c) Les effets de l'interaction cinématique sont plus difficiles à évaluer rigoureusement que les effets inertiels.

La réponse d'une structure à une action sismique dépend de nombreux paramètres tels que :

- La nature du mouvement sismique
- Les propriétés dynamiques de l'ouvrage
- Les propriétés dynamiques du sol.

III.1. Les effets de l'ISS :

En général, l'ISS entraîne :

- Un allongement de la période de vibration du 1^{er} mode notamment, qui peut provoquer une variation en plus ou en moins de la valeur de l'accélération selon la zone où l'on se situe sur le spectre élastique
- Un amortissement non négligeable (amortissement radiatif + amortissement propre au matériau-sol) puisque toujours supérieur à celui des matériaux de la structure. Ne pas le prendre en compte conduit à surestimer la réponse
- Une rotation de la fondation qui peut modifier sensiblement le calcul de la déformée modale et donc la répartition des accélérations sur la hauteur du bâtiment
- Un mouvement du sol à la base du bâtiment supposé identique à celui du champ libre ; dans les cas courants cette approximation est considérée comme acceptable.

Pour les structures pour lesquelles la prise en compte de l'ISS n'est pas imposée par l'EC 8-5, la prise en compte de l'ISS permet en général une réduction des sollicitations par une dissipation au niveau du sol et par une lecture spectrale plus favorable. En effet, on peut voir sur la Figure (III-1) que la prise en compte de l'ISS permet d'augmenter la période propre d'oscillation de la structure ce qui dans la plupart des cas diminue la valeur de la réponse sismique. De plus, sur cette même figure on peut voir qu'avec un amortissement plus important la réponse est également plus faible [13].

Dynamiques des sols

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

$$\tau = \left(\left| \left[\frac{1 + k_2}{2} \right] \bar{\sigma} \sin \phi + \dot{c} \cos \phi \right|^2 - \left| \left(\frac{1 - k_2}{2} \right) \bar{\sigma}_v \right|^2 \right)^{1/2}$$

$\bar{\sigma}_v$: La contrainte verticale effective,

ϕ : L'angle de frottement interne effectif

\dot{c} : La cohésion effective,

K : le coefficient de pression des terres au repos, ; G_{max} : Grandeur physique intrinsèque à chaque matériau et qui intervient dans la

Caractérisation des déformations causées par des efforts de cisaillement.

$$G_{max} = \frac{\tau_{max}}{\gamma_{max}} = \frac{F/A}{\Delta_x/l} = \frac{Fl}{\Delta_x A}$$

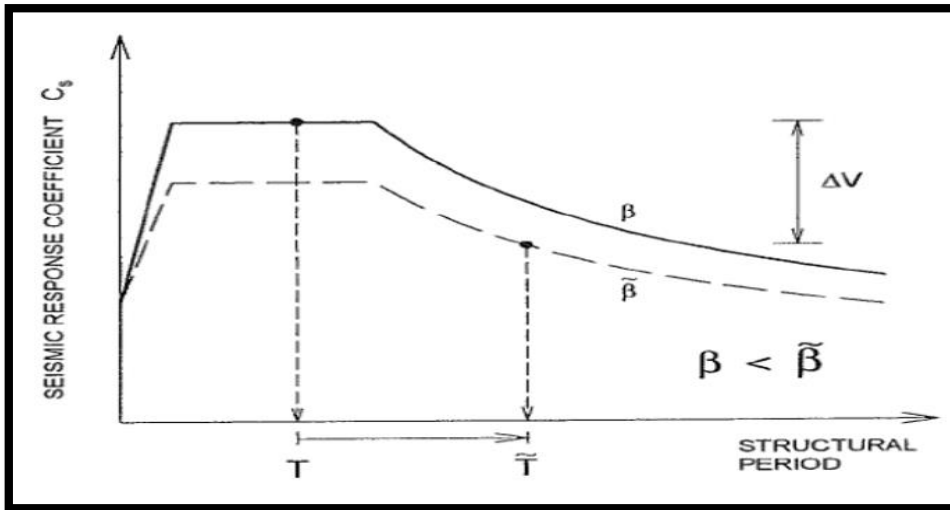
τ : contrainte de cisaillement

γ_{max} : le déplacement latérale relatif

A : l'aire sur laquelle la force agit

F : la force appliquée L : l'épicentre

Δ_x : le déplacement latérale



Figuer III-1: Lecture spectrale montrant les effes de prise en compte

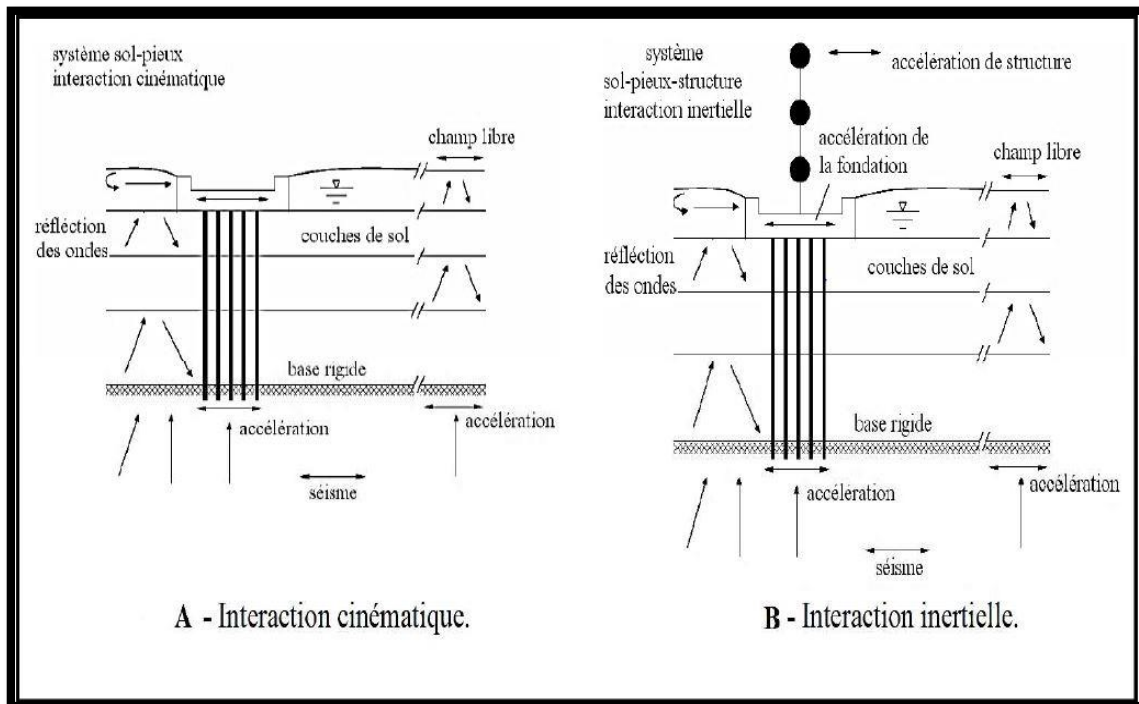


Figure III-2 : Illustration de L'interaction cinématique et l'interaction inertielle

III.2. Les différentes méthodes pour prendre en compte l'ISS

Différentes méthodes existent pour prendre en compte l'ISS. Elles sont décrites et détaillées dans [Pecker, 1984] ou [Wolf, 1988] ou encore dans la thèse [Crémer, 2001].

- a. La méthode directe
- b. La méthode des sous-structures
- c. Méthodes hybrides

III.2.1. Les méthodes directes :

Les méthodes directes consistent à résoudre directement l'équation de la dynamique régissant le comportement du système {sol+ fondation + structure} :

$$M \cdot \ddot{U} + C \cdot \dot{U} + K \cdot U = -M \cdot I_a \quad Q_f = -M \cdot I_a \dots 1$$

Où u représente le vecteur de déplacement du système par rapport au repère de référence soumis à l'accélération a par rapport à un repère galiléen, I un vecteur contenant des 1 pour les directions soumises à l'accélération a , et M , C , et K les matrices de masse, amortissement et raideur du système. Le symbole $\dot{}$ représente les dérivées par rapport au temps.

La résolution directe de ce système d'équation utilise les algorithmes classiques de la méthode des éléments finis (méthode de Newton-Raphson et algorithme d'intégration temporelle de New mark).

Comme la source du mouvement (foyer du séisme) n'est généralement pas incluse dans le modèle, le vecteur de charge Q_i n'a de valeurs non nulles que sur la frontière extérieure du modèle [12].

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

$$M \cdot \ddot{U} + C \cdot \dot{U} + K \cdot U = Q_f$$

Posant :

$$U = U_i + U_f$$

Équation définit le déplacement d'interaction U_i qui satisfait l'équation :

$$M \cdot \ddot{U} + C \cdot \dot{U} + K \cdot U = -Q_i$$

Avec

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

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

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

Le problème d'interaction est décomposé en la somme d'un problème de réponse du sol en Champ libre et d'un problème source où les forces appliquées.

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

La solution de l'équation 1.

$$\mathbf{p} = \mathbf{p}e^{-i\omega t}$$

$$\mathbf{u}_t = \mathbf{u}_0 e^{-i\omega t + \varphi}$$

$$p = P/K \quad \text{Que} \quad k = \mathbf{K}_s [k \cdot \omega + i \cdot \mathbf{u} \cdot \mathbf{a}_0 \cdot C \cdot \omega]$$

Avec

ω : Pulsation

K_s :Rigidité

$$C(\omega) = \frac{K_s \cdot B \cdot C(\omega)}{v_s}$$

K_s : vitesse de propagation de de l'onde de cisaillement

$C(\omega)$: coefficient d'amortissement

➤ Élasticité linéaire et élastoplastique des sols

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

On èlastoplastique nous calculons les paramètres suivant : module E, et

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

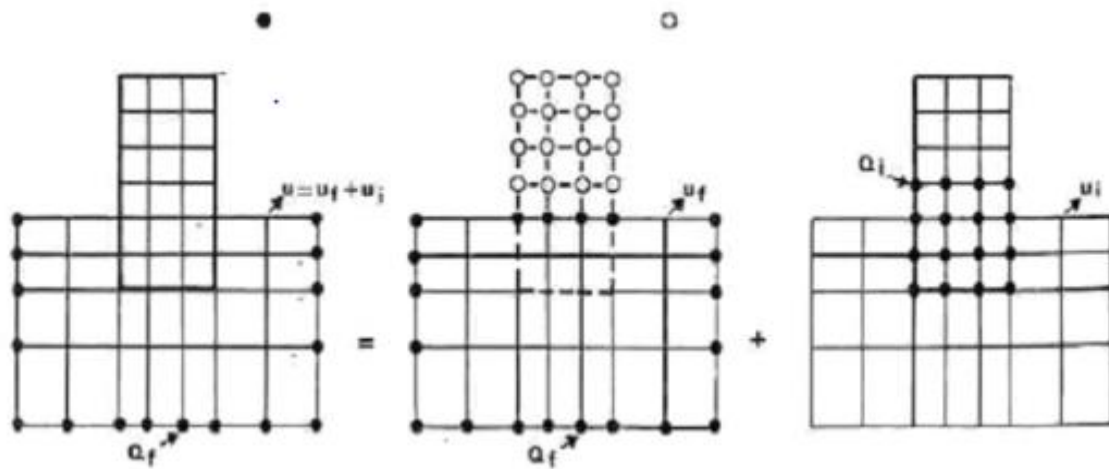
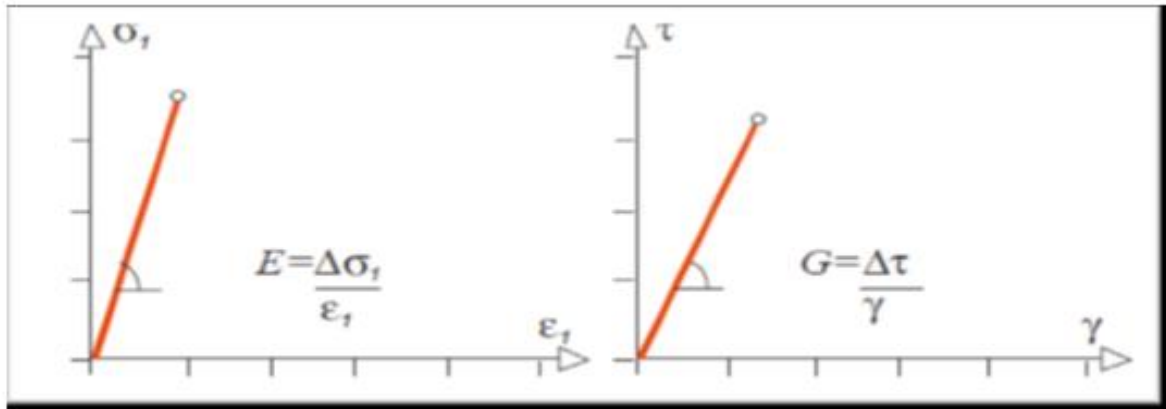


Figure III.3 : décomposition du problème d'interaction sol structure, comportement élastique linéaire

III.2.2 La méthode des sous-structures

Elle vise à décomposer le problème en la somme de sous problèmes plus simples à résoudre. Dans le cas de fondations rigides cette méthode consiste à utiliser le principe de superposition de [Kausel et al. 1978]. Cette démarche est illustrée par la figure [12].

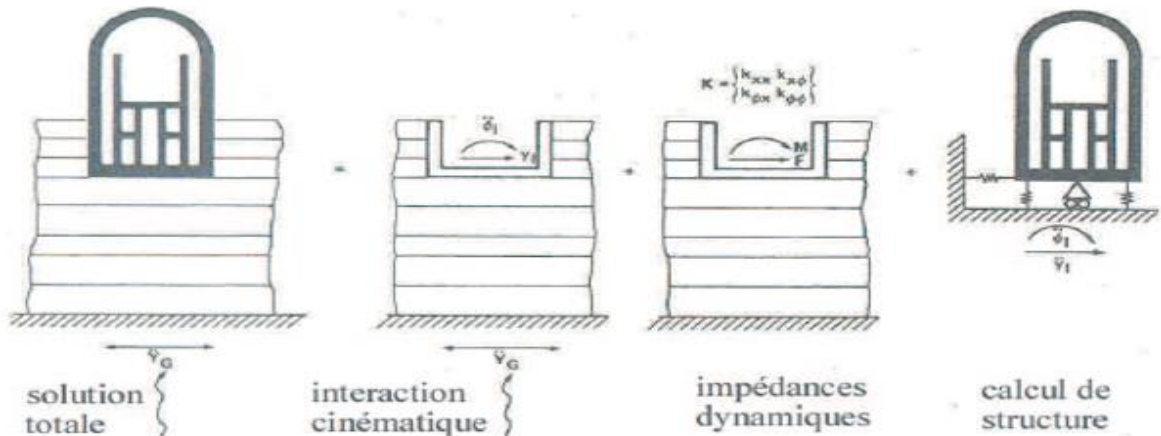


Figure III-4 : principe de superposition

III.2.3 Méthodes hybrides

Les méthodes hybrides consistent à utiliser une combinaison des deux autres méthodes vues plus haut en profitant des avantages de chacune. Ainsi les méthodes hybrides visent à décomposer le système en deux sous-domaines. Le premier sous domaine :

Le champ lointain est suffisamment loin de la fondation pour être considéré élastique. Son comportement peut alors être régi par les impédances dynamiques.

Le deuxième sous domaine : le champ proche est quant à lui considéré comme ayant un comportement non-linéaire. Nous allons même jusqu'à considérer qu'il englobe toutes les non-linéarités et hétérogénéités du problème. Ce domaine fini peut être traité par exemple avec la méthode des éléments finis.

Afin de traiter les non-linéarités à l'intérieur de ce champ proche, outre la méthode classique des éléments finis, le concept de macroélément peut être utilisé [12].

III.3. Action du sol d'un pont cadre fermé

L'action et la réaction des terres qui portent et ensèrent la structure constituent une des difficultés du calcul du cadre. La mécanique des sols ne permet de connaître les caractéristiques des sols et leurs effets sur l'ouvrage que de façon approximative [13].

III.3.1. Sol de fondation

Il intervient dans le calcul par son module de réaction calculé à l'aide de son module d'élasticité E_{SOL} sous des charges de longue durée d'application.

Ce module est difficile à évaluer de façon précise, et de plus le rapport entre modules instantané et différé peut être très variable selon la nature du sol. Toutefois cette incertitude n'affecte que très faiblement le dimensionnement de l'ouvrage. Pour le calcul, une détermination approximative de E_{SOL} suffira (voir Annexe 2) [13].

III.3.2. Poussées des terres

Il est admis dans le calcul PICF que la poussée des terres s'exerce selon la théorie de RANTKINE. Le calcul utilise deux valeurs limites du coefficient de Rankine ($RANK_{min}$, et $RANK_{max}$) : selon l'effet que l'on a en vue, ce sera la valeur la plus faible ou la valeur la plus forte qui conduira au résultat le plus défavorable.

Généralement les poussées des terres sont symétriques, mais le programme peut prendre en compte des poussées dissymétriques pour permettre le calcul de rares cas particuliers (doublement ultérieur du pont-cadre qui nécessite un double calcul : avant doublement avec poussées symétriques et après doublement avec poussée nulle d'un côté).

Au bordereau des données on définit les coefficients de poussée de Rankine ($RANK_{min}$ et $RANK_{MAX}$) à gauche et à droite [14].

Il convient de noter que le calcul est fait :

- d'une part avec $RANK_{gauche_{min}}$, et $RANK_{droite_{min}}$,
- d'autre part avec $RANK_{gauche_{max}}$ et $RANK_{droite_{max}}$.

RANK= coefficients de poussée des terres de Rankine.		Valeurs par défaut
RANK G_{\min}	coefficient minimal sur le piédroit gauche	<i>0,25 pour les min 0 30 pour les max</i>
RANK G_{\max}	coefficient maximal	
RANK D_{\min}	coefficient minimal sur le piédroit droit.	
RANK D_{\max}	coefficient maximal	

Tableau III-1 : représenté le coefficient de Rankine

III.3.3. Remblais techniques : Poids propre des terres et poussée des terres

Le poids propre des terres et la poussée des terres sur les ouvrages courants de type Portique et Cadre sont représentés par :

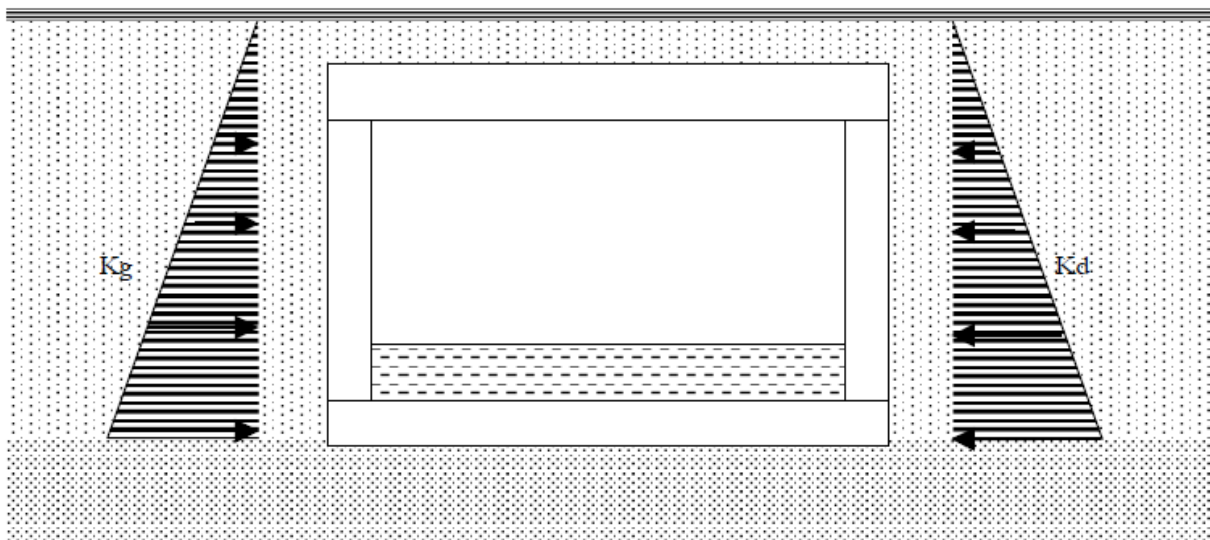


Figure III-5 : Poussée des terres

Pour les ouvrages types, la poussée des terres est souvent modélisée par une poussée triangulaire définie par les relations suivantes :

$$\sigma_h = K\sigma_v \quad \sigma_v = \sigma_{sol} \cdot Z \quad p_{/ml} = \int_0^H \sigma_h(z) \cdot dZ$$

σ_h : Contrainte horizontale dans le sol sec

σ_v : Contrainte verticale du sol sec

σ_{sol} : Densité du sol sec

K : Coefficient de poussée du sol sec (k_g côté gauche – k_d côté droit)

Généralement la nature des terres de part et d'autre de l'ouvrage est identique, la poussée des terres sur les deux piédroits est alors supposée identique, les coefficients de poussée des terres sont alors pris égaux : $K_g = K_d = K$

À noter que la poussée des terres est modélisée jusqu'en pied de semelle ou de radier et non au centre d'inertie de la semelle.

Pour les ouvrages de types portiques ou cadres, étant donné l'incertitude sur la valeur de poussée des terres, en particulier à cause du compactage des terres derrière les piédroits, on fait souvent un calcul enveloppe en prenant deux valeurs extrêmes de K ($K_{\min} = K_{\max}$)

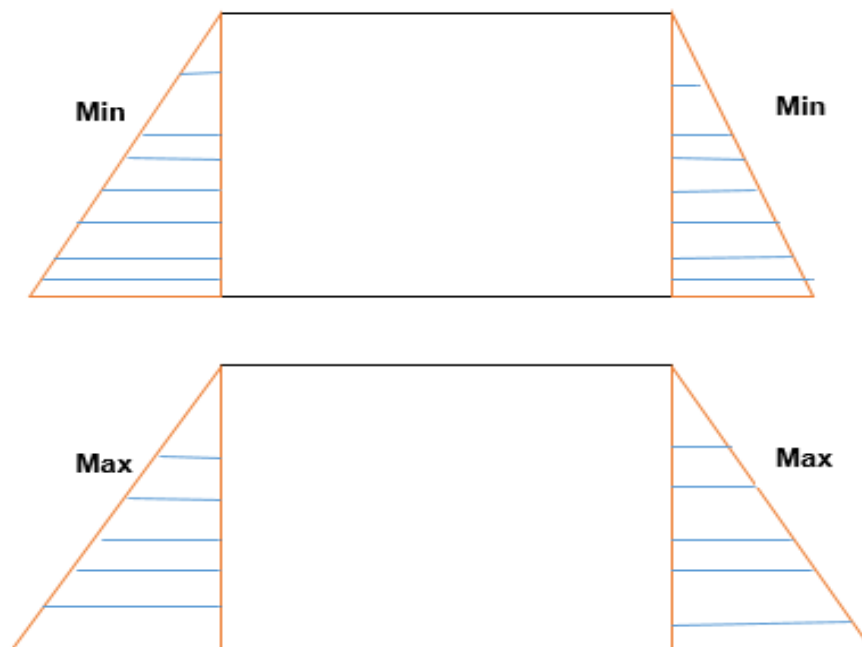


Figure III-6 : Valeurs minimale et maximale de la poussée des terres [13]

La poussée maximale permet de prendre en compte l'effet de flexion des piédroits (déplacement horizontal des piédroits) concomitant à l'effet des charges d'exploitation sur les remblais.

La valeur de poussée minimale permet de prendre en compte la flexion de la traverse (déflexion de la traverse vers le bas) concomitant à l'effet des charges d'exploitation sur la traverse.

Pour les ouvrages de soutènement non boutonnés en tête (culée, murs de soutènement), une seule valeur de K est généralement suffisante (la situation critique étant celle liée à la poussée des terres sur le piédroit) (figure III-6)

En présence d'une dalle de transition, la poussée des terres est prise à partir de la sous face de la dalle de transition. On suppose implicitement que la dalle repose en deux points : le corbeau d'une part et sur le remblai à bonne distance du piédroit d'autre part. L'effet de la réaction d'appui de la dalle de transition sur le remblai est alors supposé négligeable vis à vis du piédroit (figure III-7).

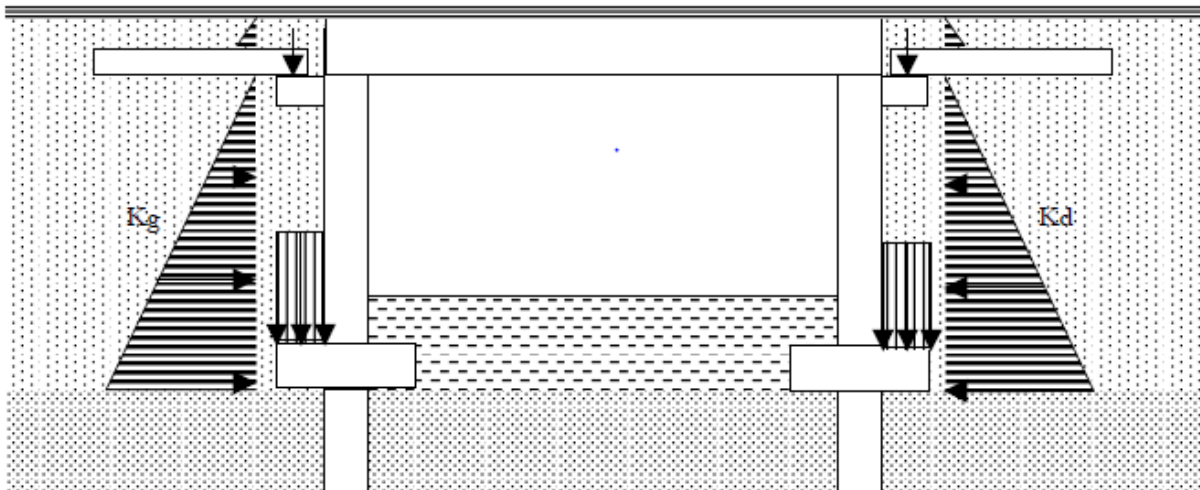


Figure III-7 : Poussée des terres et dalles de transition

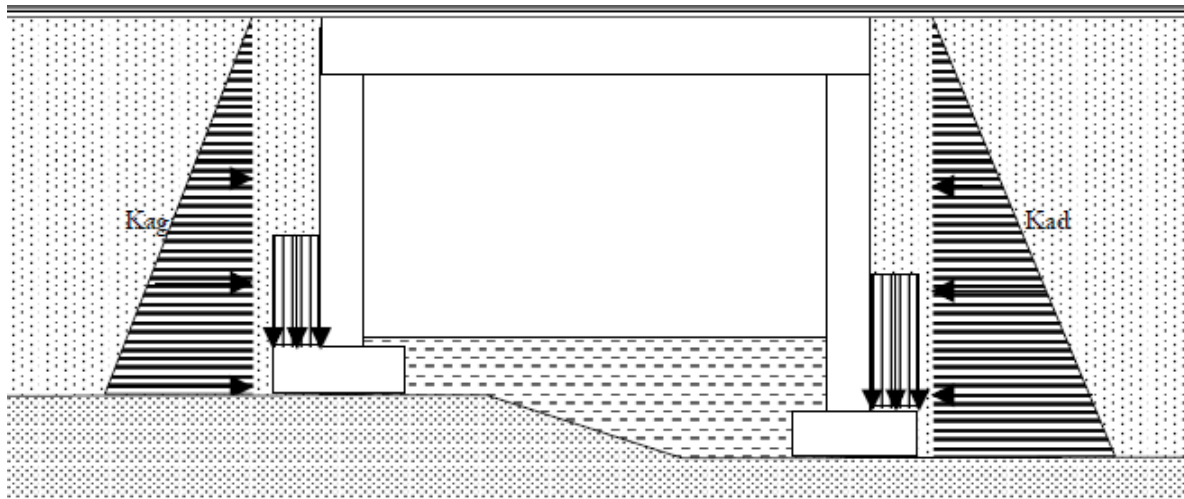


Figure III-8 : Poussée des terres avec piédroits de hauteur différente

III.3.4. Remblai de couverture

La charge de remblai appliquée sur la traverse supérieure est augmentée s'il y a lieu d'un coefficient amplificateur C_r dit de Marston pour tenir compte de l'effet de tassement du sol hors ouvrage. Ce coefficient dépend d'un paramètre dit de Marston noté R . Le calcul du coefficient C_r est présent tableau en Effet Marston

Paramètre de Marston R	Contexte
0	Pas d'effet Marston
0,7 (0,5 à 0,8)	Conduite rigide (cas des cadres) sur sol ordinaire
1,0	Conduite rigide (cas des cadres) sur rocher ou sol indéformable

Tableau III-2 : paramètre de Marston R

Le poids du remblai sur la traverse par unité de largeur est alors obtenu par :

$$P/L = K C_r \gamma H_R D$$

K : coefficient d'incertitude (en général 0,90 et 1,10)

γ : Densité des terres de remblai au-dessus de la traverse du cadre

III.3.5. Remblai intérieur

Le remblai intérieur intervient par le poids qu'il exerce sur le radier pour les cadres ou sur les semelles de piliers. Sa prise en compte est nécessaire du fait de la souplesse du sol : le transfert de charge est partiellement redistribué par la structure vers le sol via l'interaction sol-structure [14].

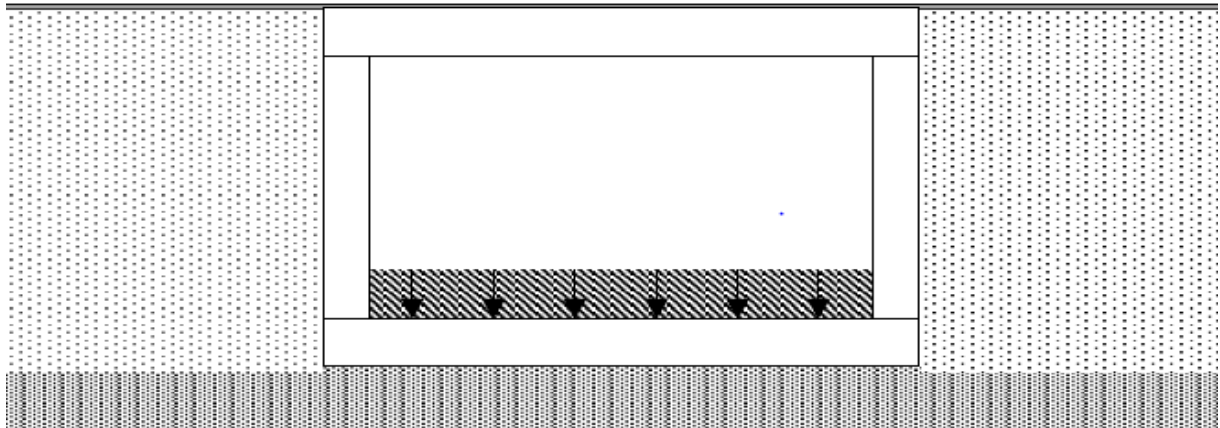


Figure III-9 : Effet des remblais intérieurs sur les radiers

III.4. Modélisation des Charges mobiles sur remblais

III.4.1 Charges mobiles sur les remblais (non situées sur la traverse)

On étudie un cas de charge statique équivalent par charge mobile en diffusant un impact moyen équivalent dans le remblai [14].

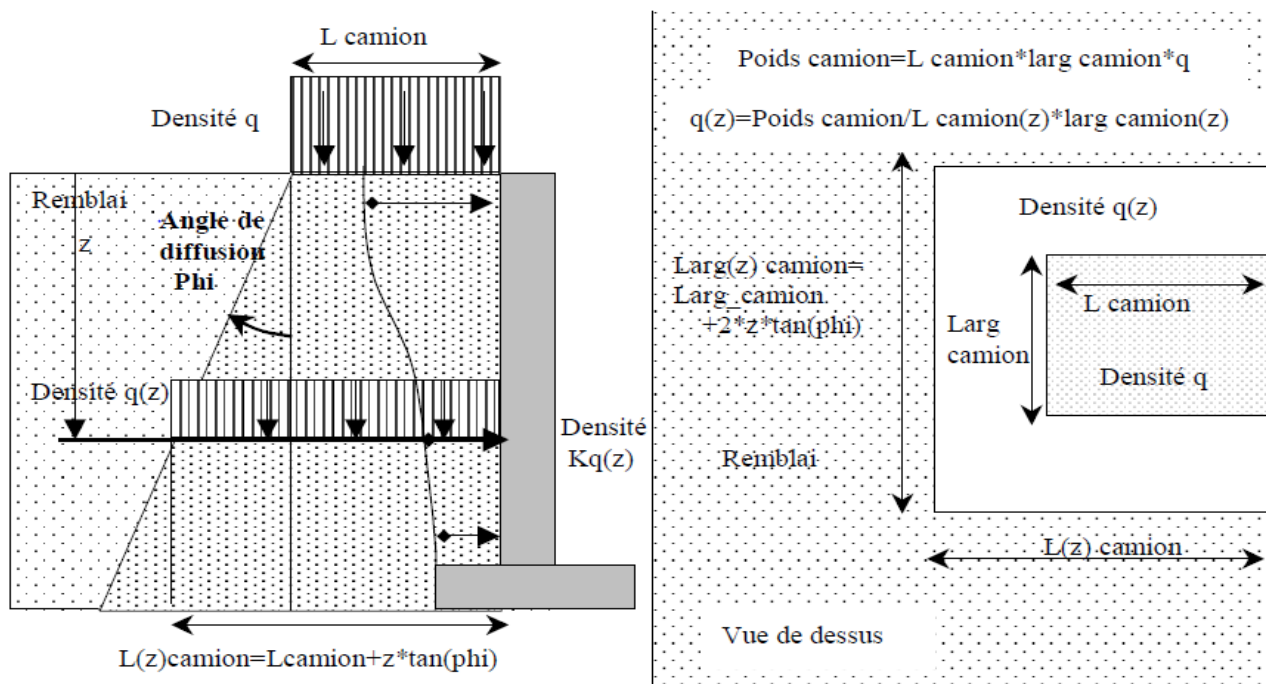


Figure III-10 : Diffusion d'un impact dans le remblai selon l'EN1991

Pour plusieurs charges mobiles, on calcule donc une densité moyenne s'appliquant sur l'ensemble du voile sollicité. Évidemment si le voile est constitué de plusieurs éléments, il faut restreindre les charges aux charges les plus fortes pouvant solliciter réellement chaque élément, tout en profitant néanmoins toujours de la diffusion.

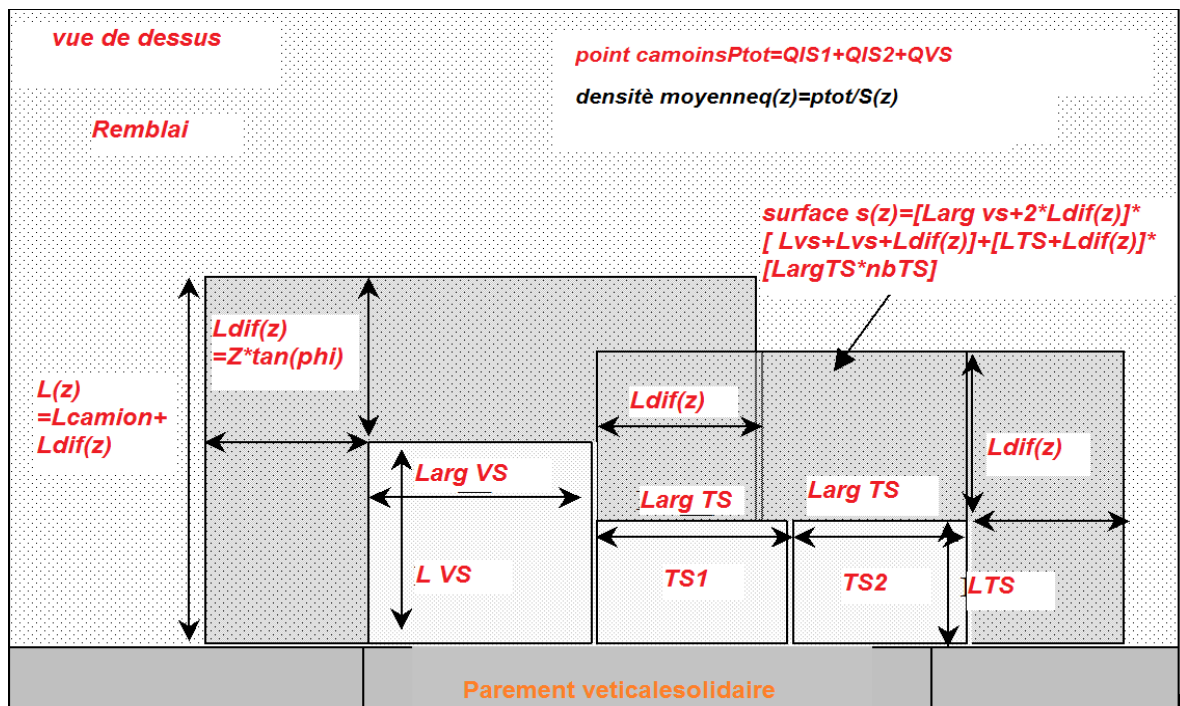


Figure III-11 : Diffusion de plusieurs impacts dans le remblai selon l'EN1991-2.

III.4.2 Coefficient de poussée pour la poussée des charges d'exploitation

Le calcul de la poussée des charges d'exploitation pourra être fait raisonnablement à partir d'une valeur moyenne du coefficient de poussée K représentative de la diffusion des charges à travers le remblai que l'ouvrage soit de type portique (Pont Portique et Cadre), soit de type culée d'ouvrages d'art. Pour les ouvrages de type soutènement, le calcul est sensiblement plus complexe car l'on tient généralement compte du couplage entre la poussée et le poids des terres.

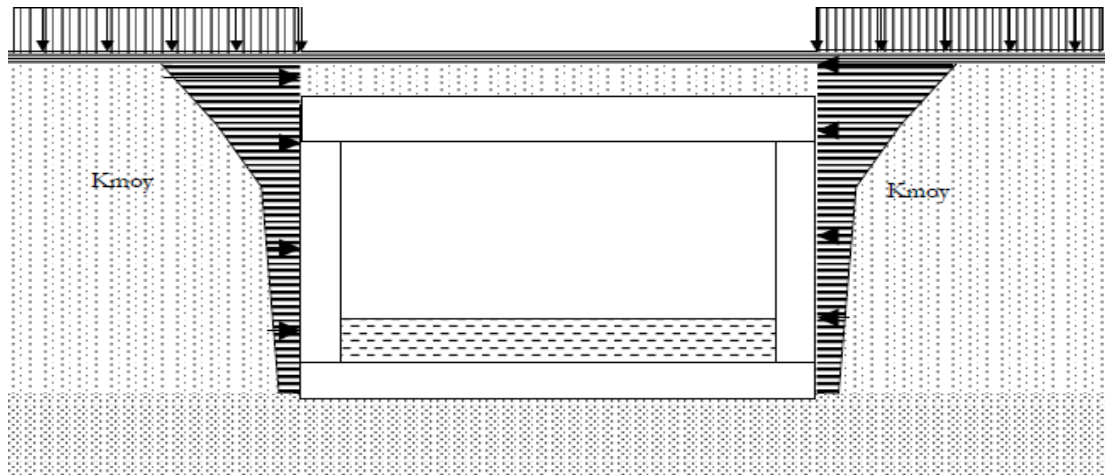


Figure III-12 : Poussée due aux charges d'exploitation

III.5. Conclusion

Le terme interaction est très important puisqu'il met bien en évidence le fait que non seulement la nature du sol a une influence sur le comportement de la structure, mais aussi la structure a une influence sur le comportement du sol qui peut modifier ainsi les composantes de la sollicitation.

Nous avons présenté trois méthodes existantes pour prendre en compte l'ISS et des actions des sols sur un pont cadre fermé.

La plus utilisée est la méthode des éléments finis traitant les problèmes au niveau local (lois constitutives en contraintes déformations « si la méthode directe »).

- La réponse d'une structure à une action sismique dépend de nombreux paramètres tels que
- La nature du mouvement sismique
 - Les propriétés dynamiques de l'ouvrage
 - Les propriétés dynamiques du sol.

Il existe donc une interaction entre la structure et le milieu extérieur, c'est l'interaction sol structure (ISS).

Chapitre IV : Présentation l'outil numérique « CODE PLAXIS »**IV. Introduction**

L'utilisation d'outils de modélisation numérique connaît depuis une vingtaine d'années un développement considérable dans le domaine de la géotechnique. La modélisation numérique permet l'analyse du comportement des matériaux sous diverses conditions de sollicitation. Les simulations numériques sont souvent utilisées pour résoudre des problèmes complexes. Les techniques numériques comme les méthodes d'éléments finis et des différences finies sont plus flexibles et plus versatiles que les solutions analytiques, qui sont surtout appliquées à des situations simples ou idéalisées. En choisissant des paramètres représentatifs, des conditions aux frontières et des modèles constitutifs adéquats. Les simulations numériques peuvent mener à une évaluation des réalités des problèmes géotechniques.

Dans le présent chapitre, nous donnons une description du code de calcul par élément finis PLAXIS2D, qui sera utilisé dans notre étude d'étudier l'interaction sol structure d'un pont cadre fermé de franchissant a un oued [6].

IV.1. Méthode élément finis : est une méthode très générale qui s'applique à la majorité des problèmes rencontrés dans la pratique : problèmes linéaire ou non linéaire, définis dans un domaine géométrique quelconque à une, deux ou trois dimensions. De plus elle s'adapte très bien milieux hétérogènes souvent rencontrés dans pratique par l'ingénieur.

Elle nécessite :

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

Elle permet

- Calcul d'écoulement, simule les phases de travaux
- Prendre en compte les variations des caractéristiques : des ouvrages, des couches de terrain

Les sorties fournissant pour l'ouvrage et sol sont :

- Les déplacements et les sollicitations internes des ouvrages.
- Le déplacement, déformations, les contraintes totales effectives du sol
- Les pressions interstitielles

IV.2. Le code Plaxis

Le logiciel plaxis est le logiciel d'éléments finis de référence géotechnique dont le développement commença en 1987 à l'Université de Delft aux Pays-Bas.

Ce programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. Les utilisateurs sont supposés être capables de travailler dans un environnement Windows [6].

IV.2.1. Les sous-programmes de PLAXIS

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

A. Le programme d'entrée de données (Input)

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

B. Le programme de calcul (Calculations)

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

C. Le programme de résultats (Output)

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

D. Le programme courbe (Curves)

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

IV.2.2. La démarche de modélisation avec plaxis

Nous présenterons le cheminement et principale étape d'un calcul sous plaxis :

- 1) Géométrie
- 2) Condition aux limites
- 3) Définitions des paramètres de matériaux
- 4) Maillage
- 5) Les conditions initiales
- 6) Phase de calcul
- 7) Visualisations des résultats

IV.3. Différents modèles de comportement utilisés dans PLAXIS

1. Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique utilisé dans Plaxis est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de poisson ν , l'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ($G_v = G'$), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module de Young non drainé est supérieur au module de Young drainé. G est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques. On passe de G à E par la relation : $E = 2 G (1 + \nu)$

Le modèle élastique de Plaxis peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures béton ou métal en interaction avec le sol [15].

2. Le modèle de Mohr-Coulomb (M.C)

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écoulement. 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 :

$$\tau = \sigma n \tan \nu + c$$

Où σn et τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et c et ν respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau (figure 4.1).

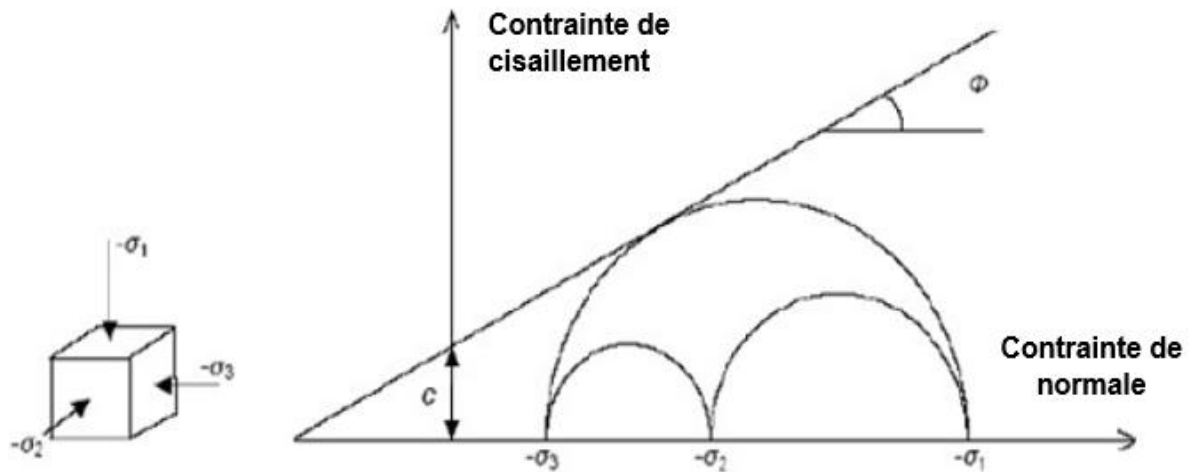


Figure IV-1 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb

Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice

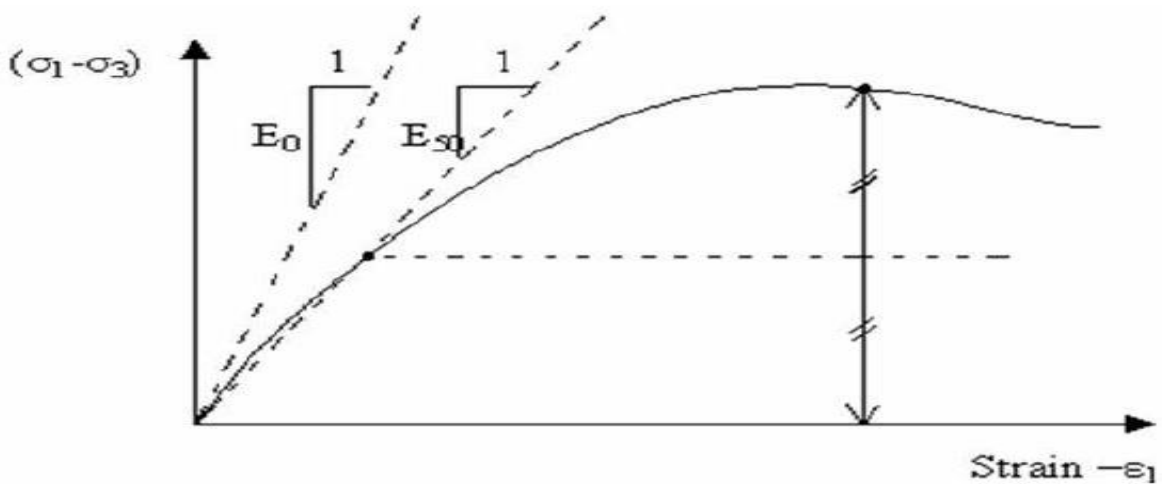


Figure IV-2 : Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres (figure 4.1). Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et ϕ , respectivement.

a) le module de Young

Paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique.

Le module de Young varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module de déformation est constant, ce module nécessite des essais spéciaux.

b) Le coefficient de poisson

On conseille une valeur de 0.2 à 0.4 pour le coefficient de poisson. Pour des sols incompressibles, le coefficient de poisson s'approche de 0.5 sans que cette valeur soit utilisable.

c) L'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.

d) La cohésion

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottant, une très faible cohésion (0.2 à 1kpa) pour des questions numériques. Pour les analyses en non drainé avec $\mathbf{vu} = \mathbf{0}$, 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.

e) L'angle de dilatance

Le dernier paramètre est l'angle de « dilatance » note ψ ; c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

$$\psi = v - 30^\circ$$

$$\psi = 0$$

$$\text{pour } v > 30^\circ$$

$$\text{pour } v < 30^\circ$$

- Les cas où $\psi < 0$ correspond à des sables très lâches.

La valeur $\psi = 0$ 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 faible ou moyenne sous contraintes assez fortes [15].

3. Modèle de sol avec écouissage (Hardening soil Model (H.S.M))

Le modèle de sol avec écouissage (H.S.M) a pour objet d'améliorer le modèle de Mohr Coulomb sur différents points, il s'agit essentiellement :

a. Courbes effort-déformation

$$-\varepsilon = \frac{1}{1-\frac{q}{q_a}} \times \frac{1}{2E_{50}} \quad \text{Pour } q < q_f$$

$$Q_f = (C \cot \varphi - 3\sigma) \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad ET \quad q_a = q_f / R_f$$

b. Le module œdométrique

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cot \varphi + \sigma_3}{c \cot \varphi + p^{ref}} \right)^m$$

Le paramètre R_f est analogue à celui introduit par Duncan. Pour la décharge on prend :

$$E_{ur}^{ref} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cot \varphi + \sigma}{c \cot \varphi + p^{ref}} \right)^m \quad \text{avec} \quad p^{ref} = 100(kpa)$$

m : est un paramètre de puissance qui contrôle qui la dépendance contrainte /rigidité, et permettant de relier contrainte et déformation selon une loi puissance, leur de l'ordre pour argile pour les sables varie de 0.5 à 1. le paramètre de puissance est sans dimension [15].

4. Modèle pour sols mou (Soft Soil Model (S.S.M))

Ce modèle est un modèle dérivé du modèle de Cam-Clay. Historiquement le modèle de Cam-Clay a été développé à Cambridge dans les années 60 par Roscoe, Schofield et al. L'idée de base de ce modèle est de prendre en compte l'effet d'écouissage que provoque sur les argiles. Sous l'effet d'une pression moyenne, la teneur en eau diminue et l'argile devient plus résistante. Il s'agit d'un modèle élasto-plastique avec une surface de charge. Sous la surface de charge, le matériau reste élastique.

On calcule :

$$\lambda^* = \frac{C_c}{2.3(1 + e_0)} \quad k^* = \frac{C_s}{2.3(1 + e_0)}$$

➤ Les paramètres nécessaires au SSM

λ^* : Indice de compression

k^* : Indice de gonflement

C : Cohésion

ν : Angle de frottement

Ψ : Angle de dilatance

C_c et C_s : Indice de compression, gonflement

5. Modèle pour sols mous avec effet du temps (Soft Soil Creep Model (S.S.C.M))

Le SSCM, permet de prendre en compte l'érouissage des argiles molles mais pas la consolidation secondaire : celle-ci se traduit par une évolution de la déformation axiale dans un essai œdométrique en fonction du temps, après la fin de la consolidation primaire.

Cette déformation évolue en fonction du logarithme du temps. Elle est caractérisée par le paramètre $C\alpha$ Elle génère ce qui est appelé le quasi-pré consolidation dans des sols déposés depuis longtemps [6].

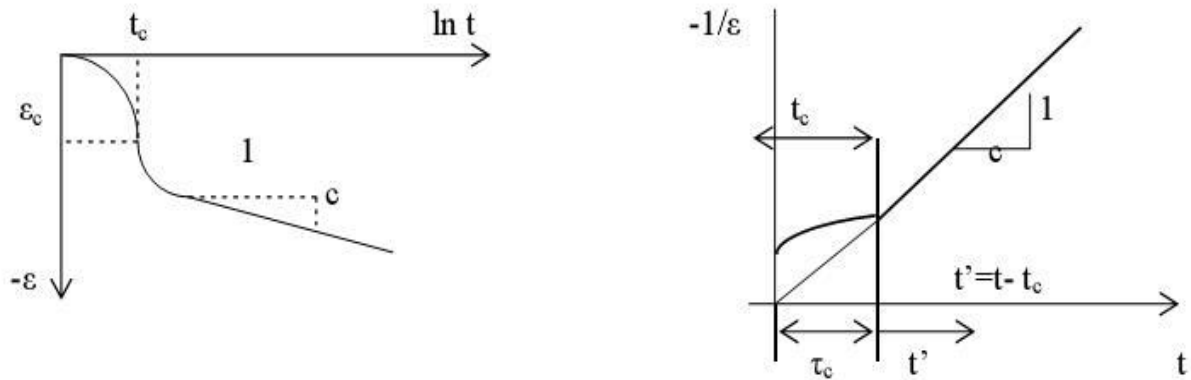


Figure IV-3 : effet du temps sur les essais œdométriques

Avec les définitions suivantes des paramètres :

$$M = \frac{6 \sin \varphi_{CV}}{3 - \sin \varphi_{CV}}$$

$$p^{eq} = \left[\frac{1 + k_0^{NC}}{3} + \frac{3(1 - k_0^{NC})^2}{M^2(1 + k_0^{NC})} \right]$$

➤ Les paramètres de rupture comme dans le modèle du Mohr-Coulomb :

\hat{C} : Cohésion effective

ϕ : Angle de frottement

Ψ : Angle dilatance

Les paramétré de SSCM

λ^* : Indice de compression modifie

k^* : Indice de gonflement modifie

u^* : Indice de fluage modifie

v_{ur} : coefficient de poissant pour décharge

recharge

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 dynamique load system).

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

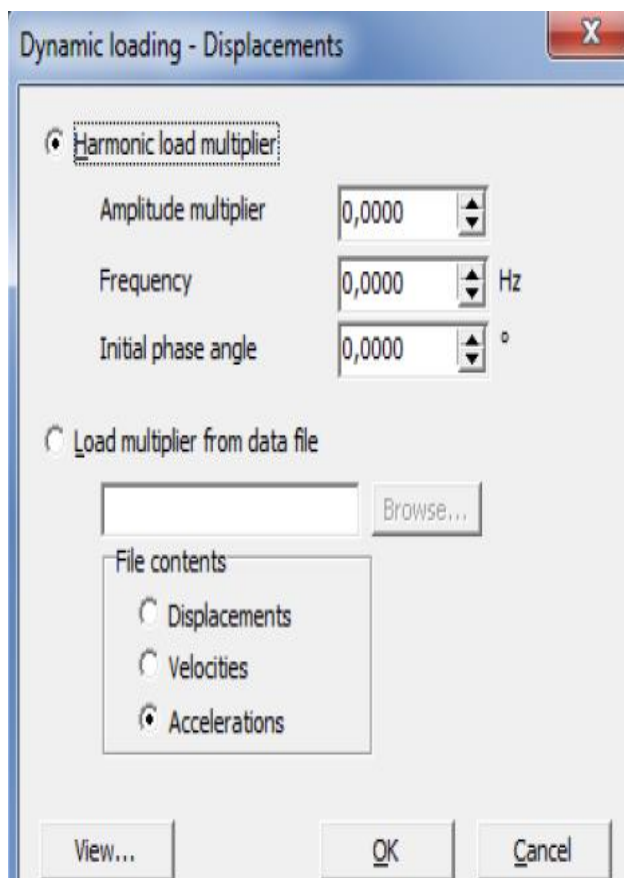


Figure IV-4 : sollicitation harmonique.

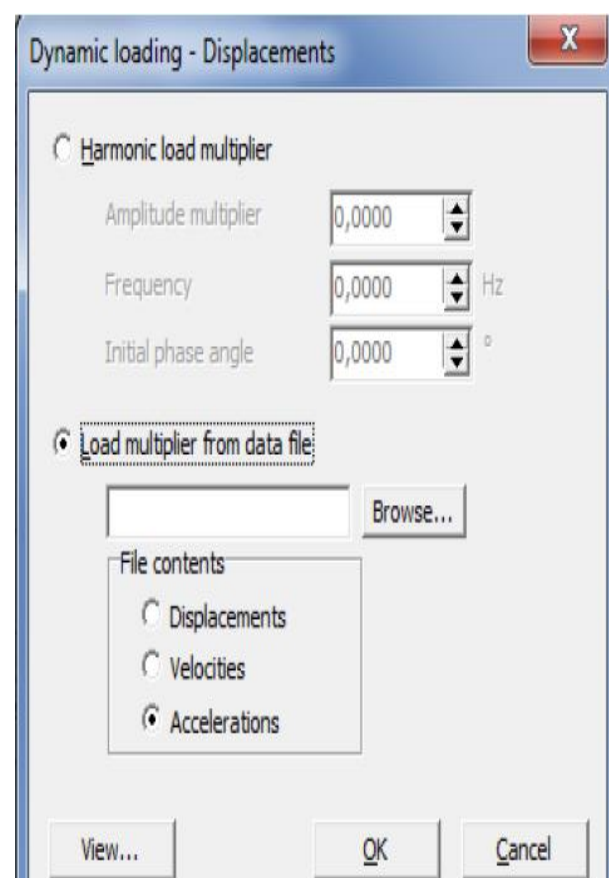


Figure IV-5 : sollicitation sismique.

Pour l'action dynamique utilisée dans ce modèle, elle est une accélération variable en fonction du temps de forme sinusoïdale avec un départ faible grandissante vers le pic à temps puis descendante et amortie vers zéro à la fin la durée totale de cette action et de 1 secs. Dans cette étude on a utilisé « spectre réponse selon RPA99 version 2003 » sont présentés dans le figure suivant (Figure IV-7).

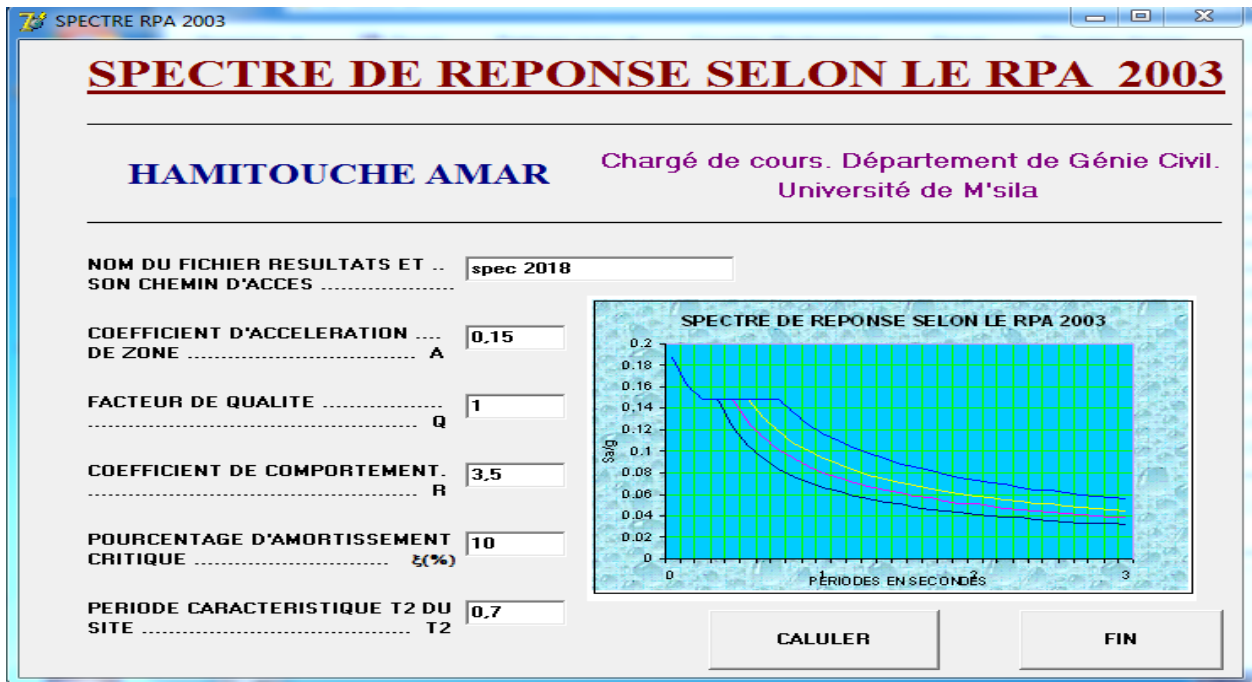


Figure IV-6 : Calcule les coordonné spectre de réponse suivant comportements

De zone séismique

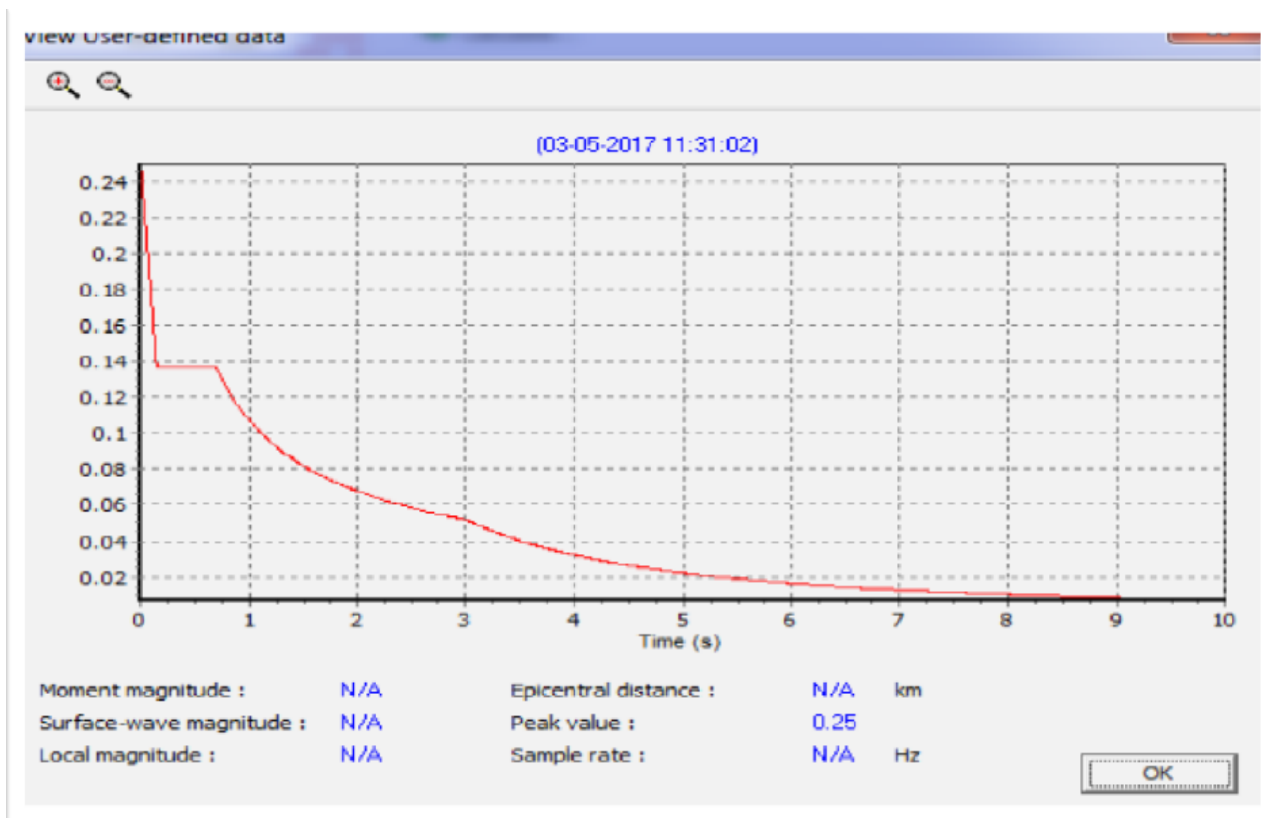


Figure IV-7 : spectre réponse selon RPA99 version 2003.

Chapitre V : la modélisation et résultat finale du calcul

V.1. présentation la modélisation de l'ouvrage : Pont cadre ferme passage supérieure

Le Chamas suivant représentée les défèrent couche de sol retenu pour le calcul est présentée sur la figure (IV-1).

Fondation : 3,60 m Couche de sable : 3m Couche d'argile : 4m

Béton armé : de $F_{c28}=25$ MPA ; $E= 31160$ MPA

On prendre la longueur $l= (3.60 \times 3)$ m .pour des raisons de système seule les moitié du modèle est représentée ici :

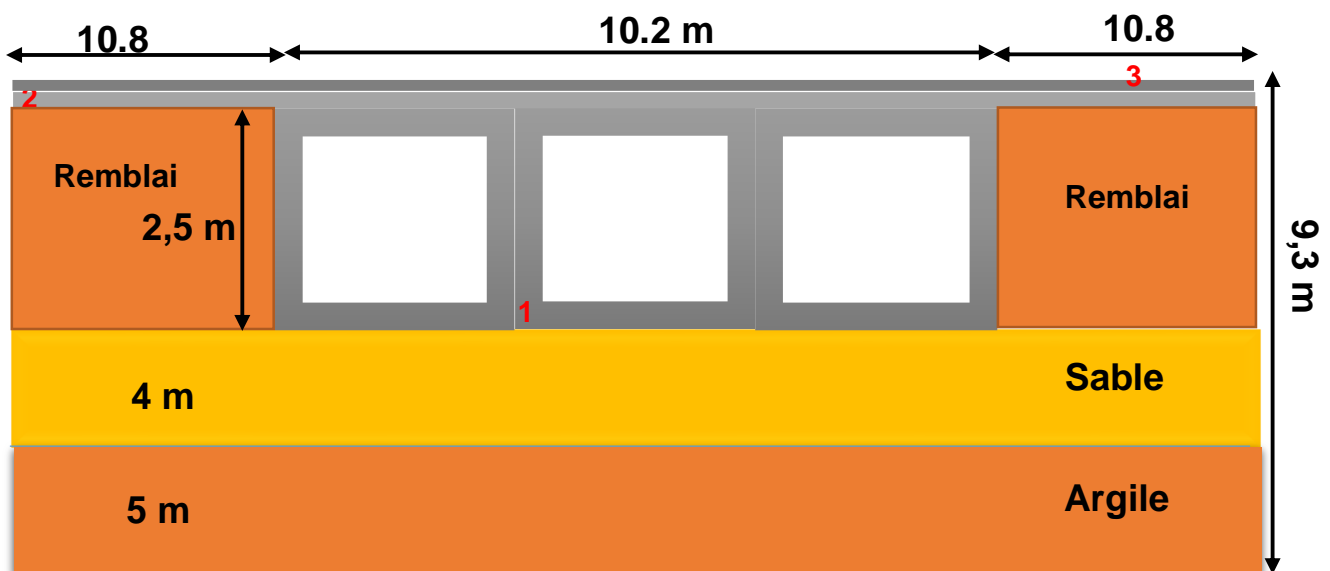


Figure V-1 : coupe transversal

Dans cette étude, la masse du sol est modélisée par un maillage en éléments triangles à 15 nœuds comme montré sur la figure.5.4. Le triangle à 15 nœuds est un élément très précis qui a produit des résultats en contraintes de haute qualité sur différents problèmes, comme par exemple le calcul de la rupture de sols incompressibles suivant le tableau (IV-1).

Type	Type of element
Sol	15-noded
Plate	5-node line
Interface	5-node line

Tableau V-1 : le type de matériaux et nombre des éléments de modélisation

V.2. La modélisation et Géométrie :

A(l) : La valeur chargement statique sur l'élément $A(L)= 1800 \text{ KN/m}^2$

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

point	x	y	point	x	y
0	00	00	6	10,8	9
1	25,2	00	7	14,4	9
2	25,2	5	8	14,4	9,3
3	00	5	9	10,8	9,3
4	00	9	10	11,1	9,3
5	25,2	9	11	14,1	9,3

Tableau V-2 : coordonné géométrique d'un pcsf

V.2.1. Caractéristiques des matériaux

1) Couche de sol etudie

Caractéristiques des couches de sols et des interfaces graphiques du code :

Paramètres	unité	Sable Uc	Argile
H (hauteur ou profondeur)	m	5	3
γ_{ses} Poids volumique sec	KN / m^3	17	15
γ_{sat} Poids volumique humide	KN / m^3	19	18
E_{re} Module d'Young	MPA	135	175
G	MPA	-	-
U Coefficient de poisson	γ_{ses}	0,2	0,44
C_{re} Cohésion	$Kpas$	0,2	7
φ Angle de frottement	-	34	30
ψ Angle de dilatation	-	4	0
R_{int} Facteur de rigidité de l'interface	-	1	1
K_x Perméabilité horizontale	-	0,00	0,00
K_y Perméabilité verticale	-	0,00	0,00

Tableau V-3 : Propriétés du sol constituant le massif

2) **Fondation** : elle constituée en béton armé dont les propriétés sont de élément structural.

Les propriétés de l'élément structural sont résumées dans le tableau (IV-3).

Paramètres	Nom	Unité	Valeur
Type de comportement	Matériel type	-	élastique
Rigidité normale	EA	KN / m	$1,7 \times 10^7$
Rigidité flexion	EI	KN / m^3	$1,3 \times 10^5$
Épaisseur équivalente	D	m	0,30
Poids	W	KN/m/m	25
Coefficient de poisson	ν	-	0,2
Rayleigh dumping	α, β	-	0

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

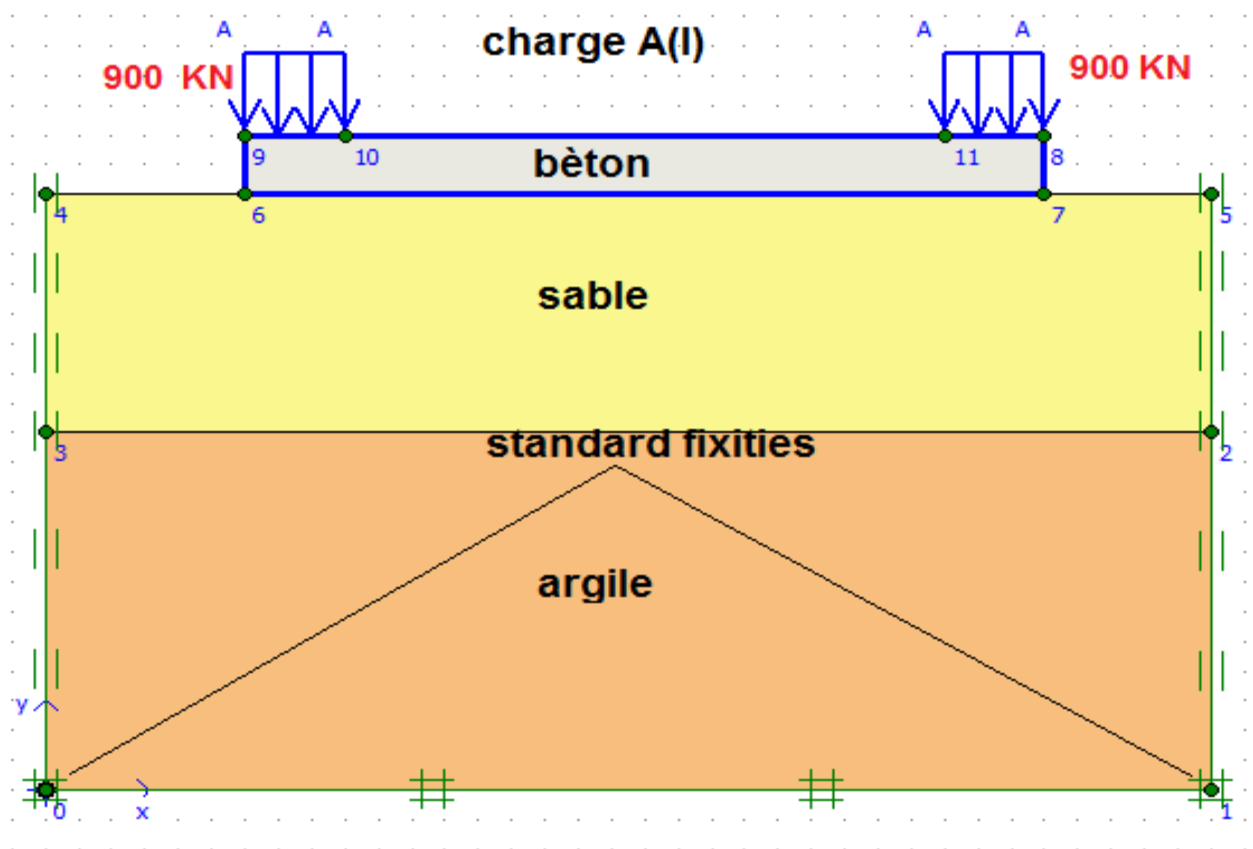


Figure V-2 : profil géométrique retenu

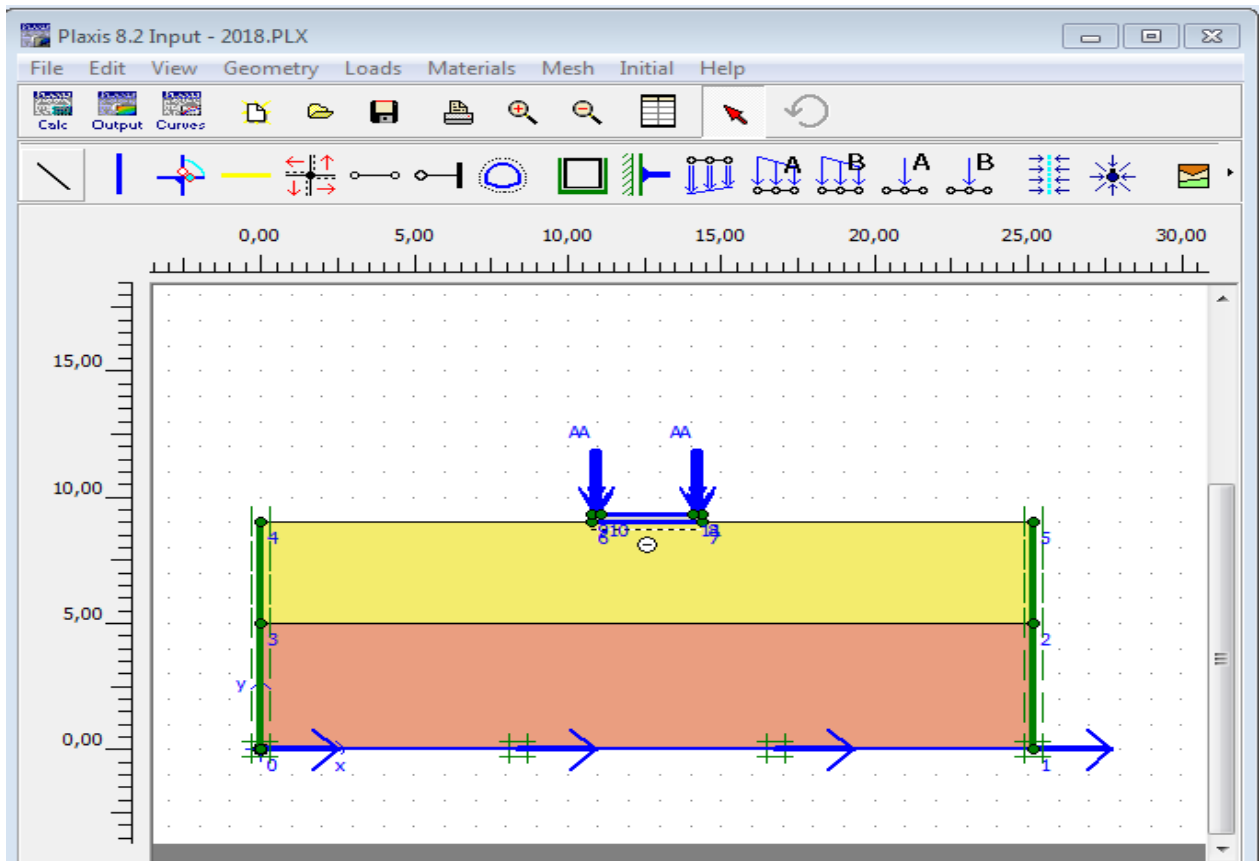


Figure V-3 : ouvrage modélisé on l'action séismique

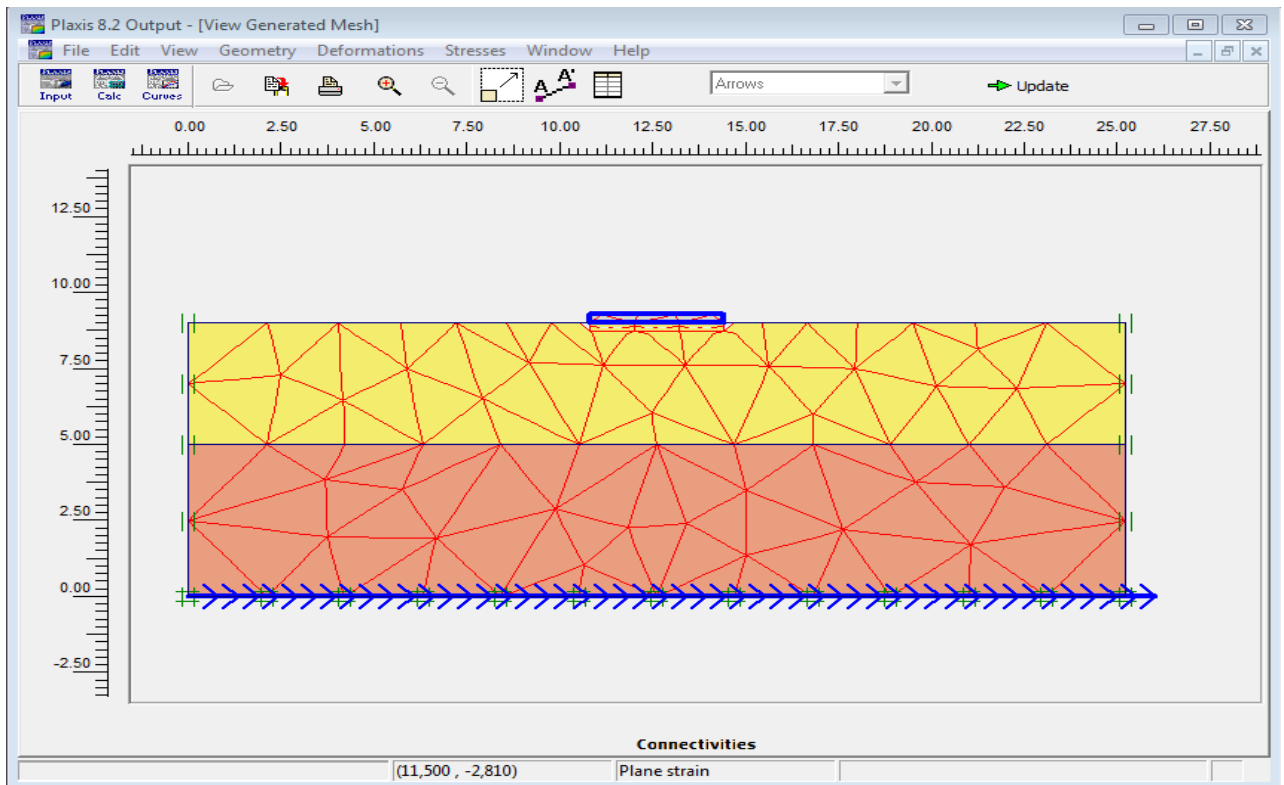


Figure V-4 : maillage générale de profile

V.3. Les Conditions initiales

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

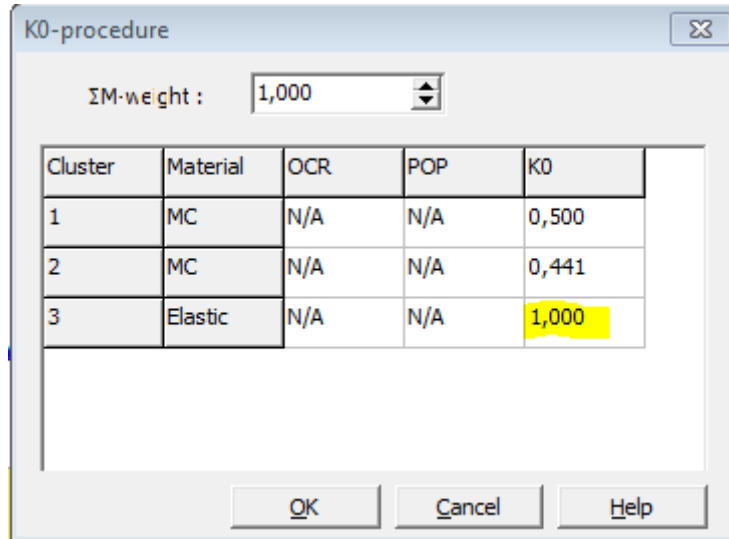


Figure V -5 : la valeur de K_0

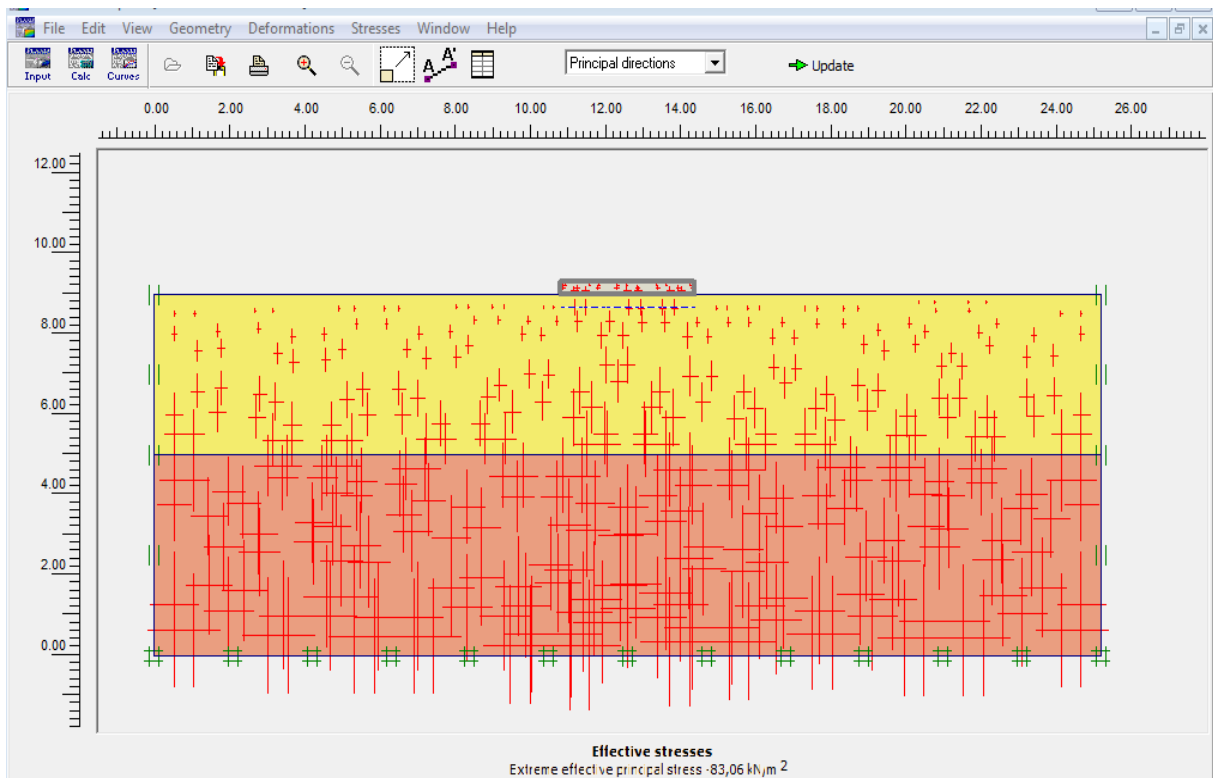


Figure V-6 : Contraintes initiales (condition K_0).

La pression d'eau générale selon la nappe périphérique

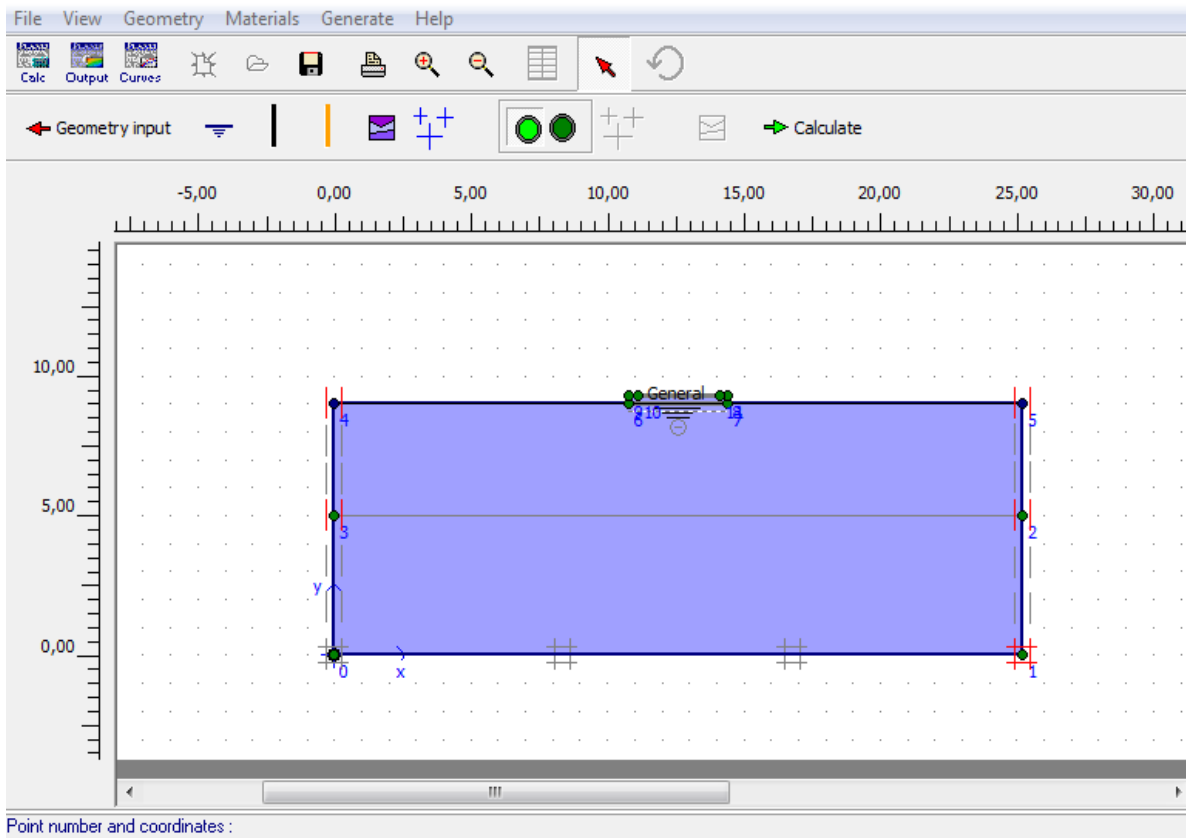


Figure V-7 : la position de nappe d'eau

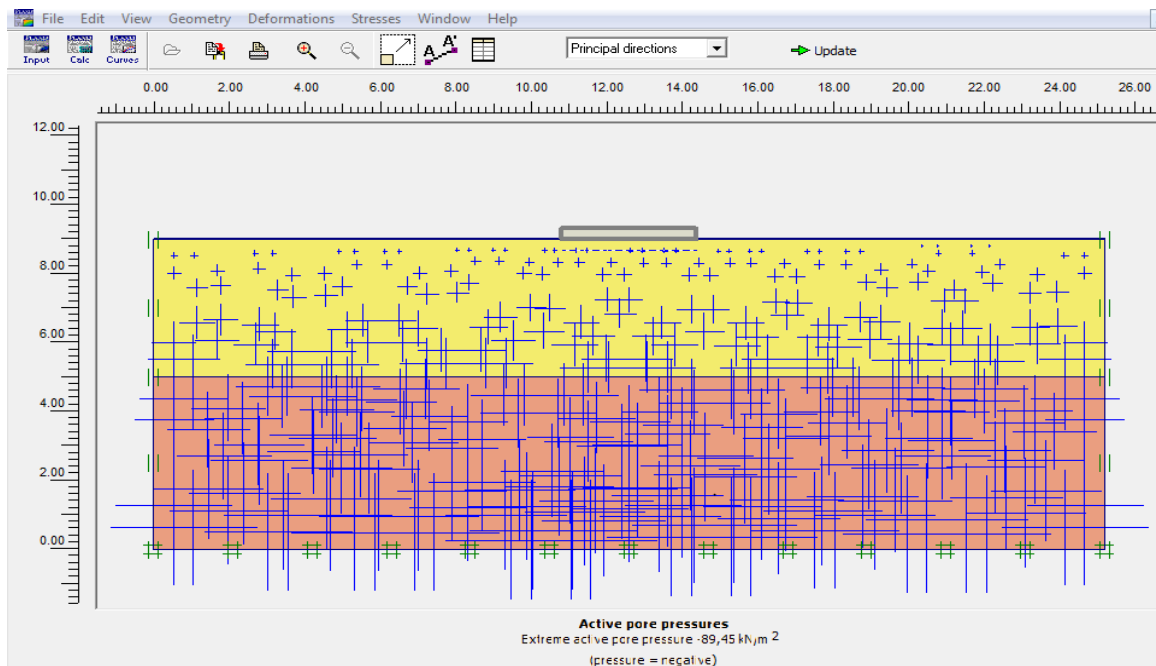


Figure V-8 : générale pressions intertidales efficace

V.4. Les phases de calcul :

Le calcul fait sur trois phases :

- 1) Phase (0) : initiation des contraintes géostatique (procédure K_0), une phase initiale suivie de deux phases, phase (01) et phase (02).
- 2) Phase (1) calcul plastique : active la charge ($A(l)=1800 \text{ KN/m}^2$) + plate (fondation) avec la procédure « stage construction », en condition drainées.

Phase (2) dynamiques : chargement dynamique « dynamique analyses » et « harmonique load multiple » excitation harmonique. On pose les point de calcul, entré le spectre de réponse selon RPA99 version 2003.

Phase	Ph-No.	Start phase	type calcul	Charge input	Time
Initial phase	0	0		-	
<Phase 1>	1	0	Plastic	Stages construction	00
<Phase 2>	2	1	Dynamique analyses	Total multiplieurs	0.02

Tableau V-5 : les phases de calcul

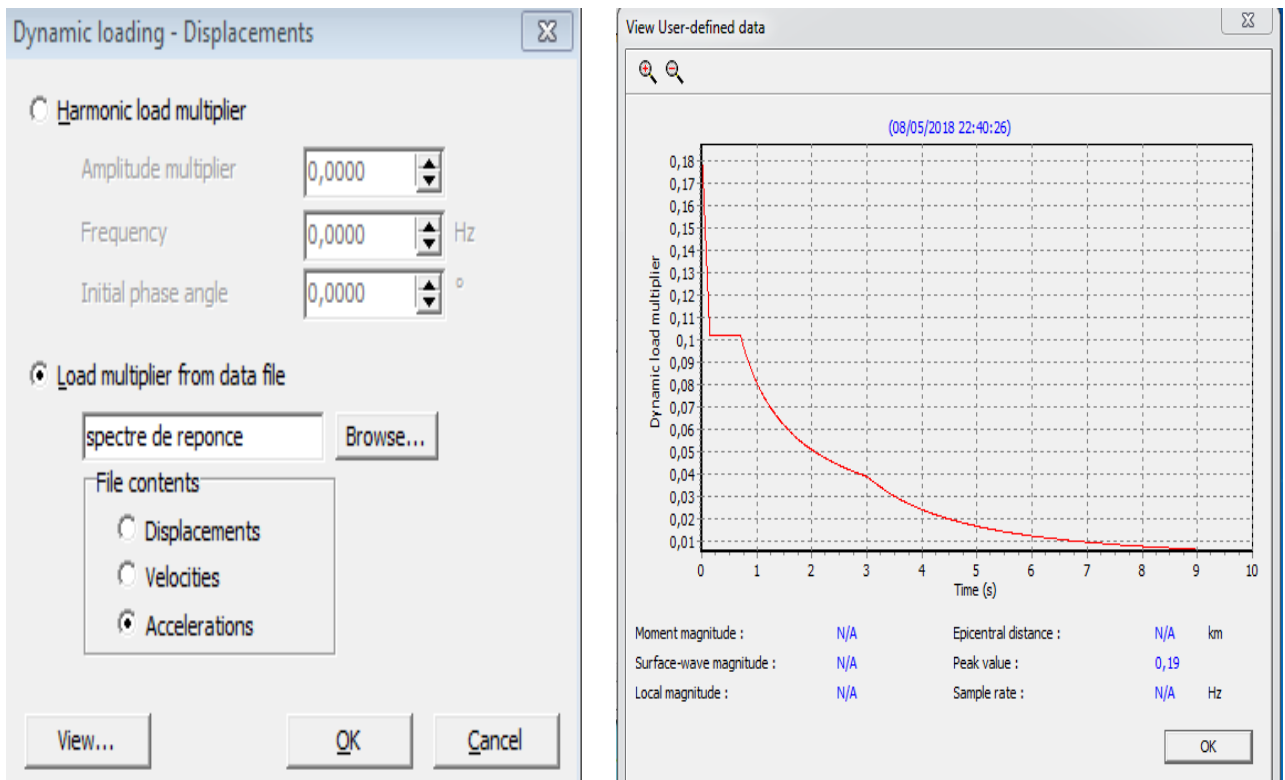


Figure V-9 : spectre de réponse RPA 2003

V.4.1. Étape de calcul

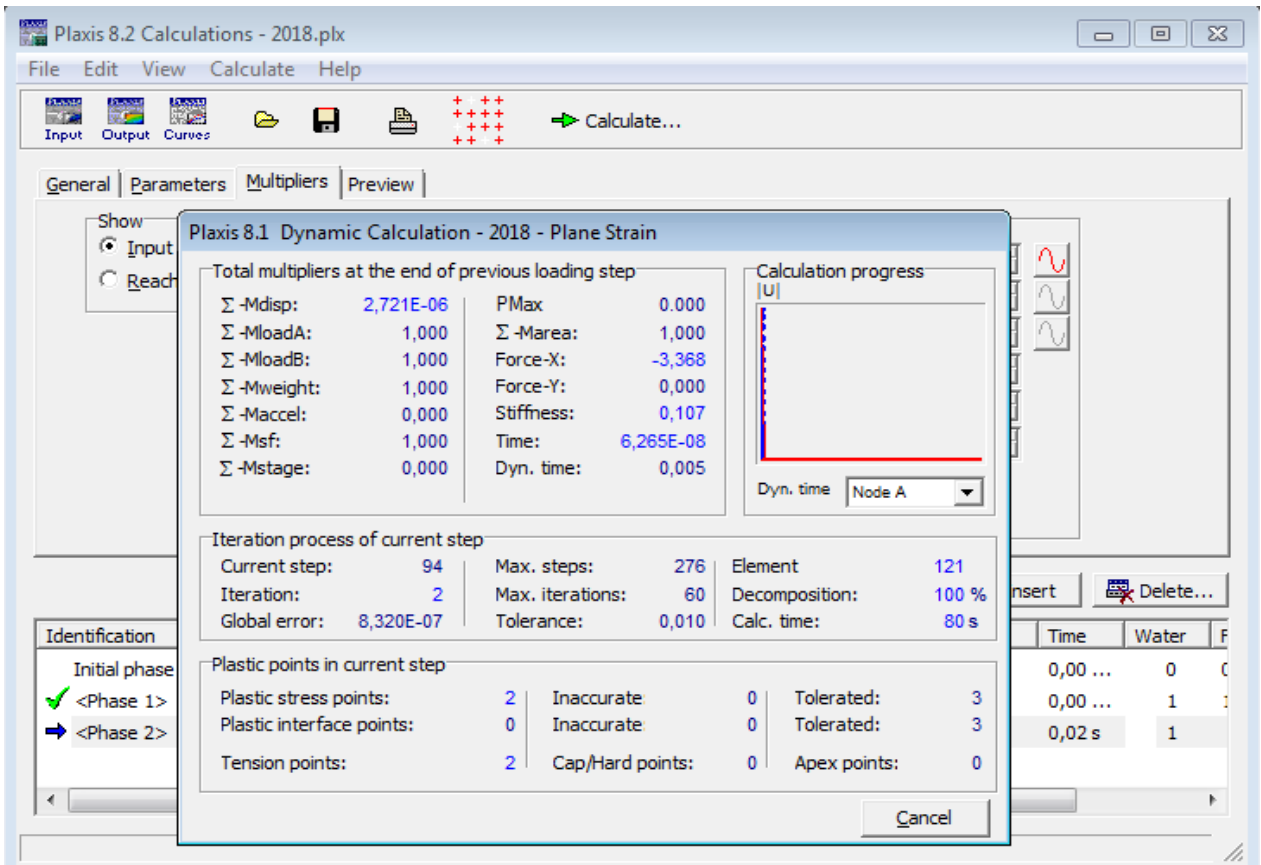
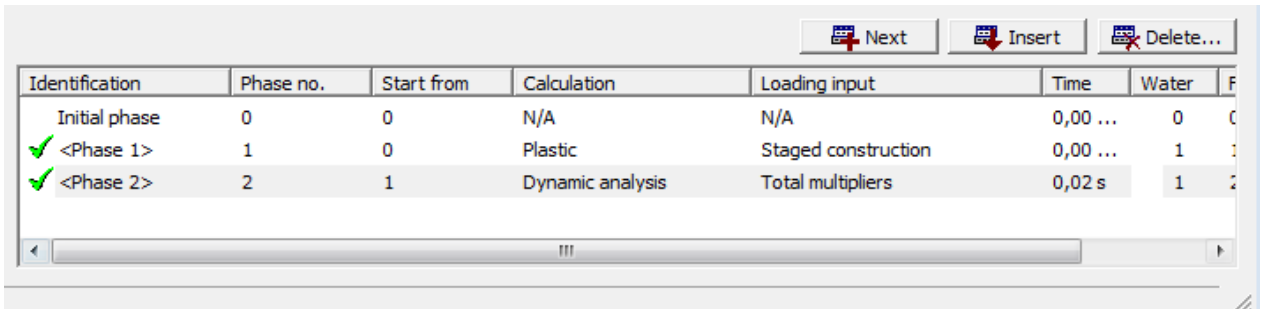
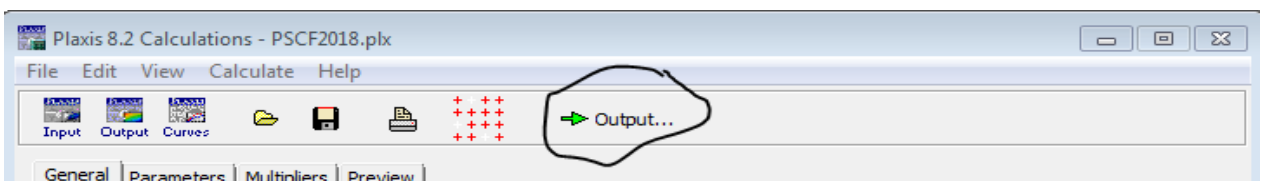


Figure (IV-10) : calculassions générale d'un pont

Fin le calculassions son des erreurs :



Pour prendre le résultat finale il faut arrive à programme output (affiche le résultat)



V.5. Résultats des calculs et interprétation

Nous avons étudié les différentes couches de fondation de pont selon les trois points choisis sur dessus dans le cas d'une onde sismique horizontale

Points	A	B	C
X	12,30	12,60	12,60
y	9,00	5,00	0,00

Tableau V-6 : les coordonnées des points de calcul

a) Maillage déformation :

Le maillage de déformation du modèle de calcul représenté sur la figure (IV-).

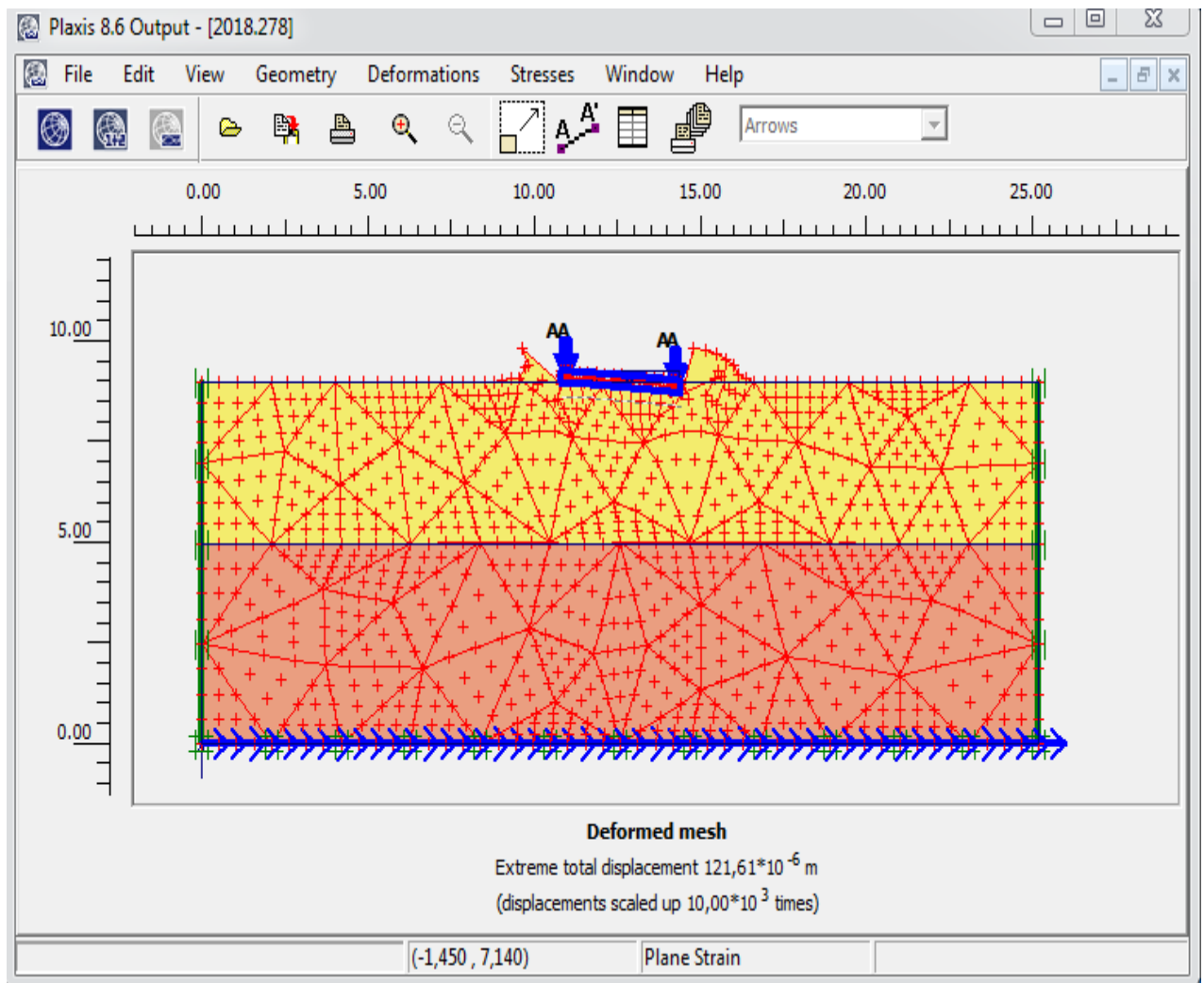


Figure V-11 : Déformation du maillage du profil

b) Déplacements :

On vérifie les déplacements suivant le déplacement total : avec

- le déplacement maximal égal : $121.61 \times 10^{-6} \text{ m}$
- déplacements horizontale : $87.23 \times 10^{-6} \text{ m}$
- déplacements verticale : $84.73 \times 10^{-6} \text{ m}$

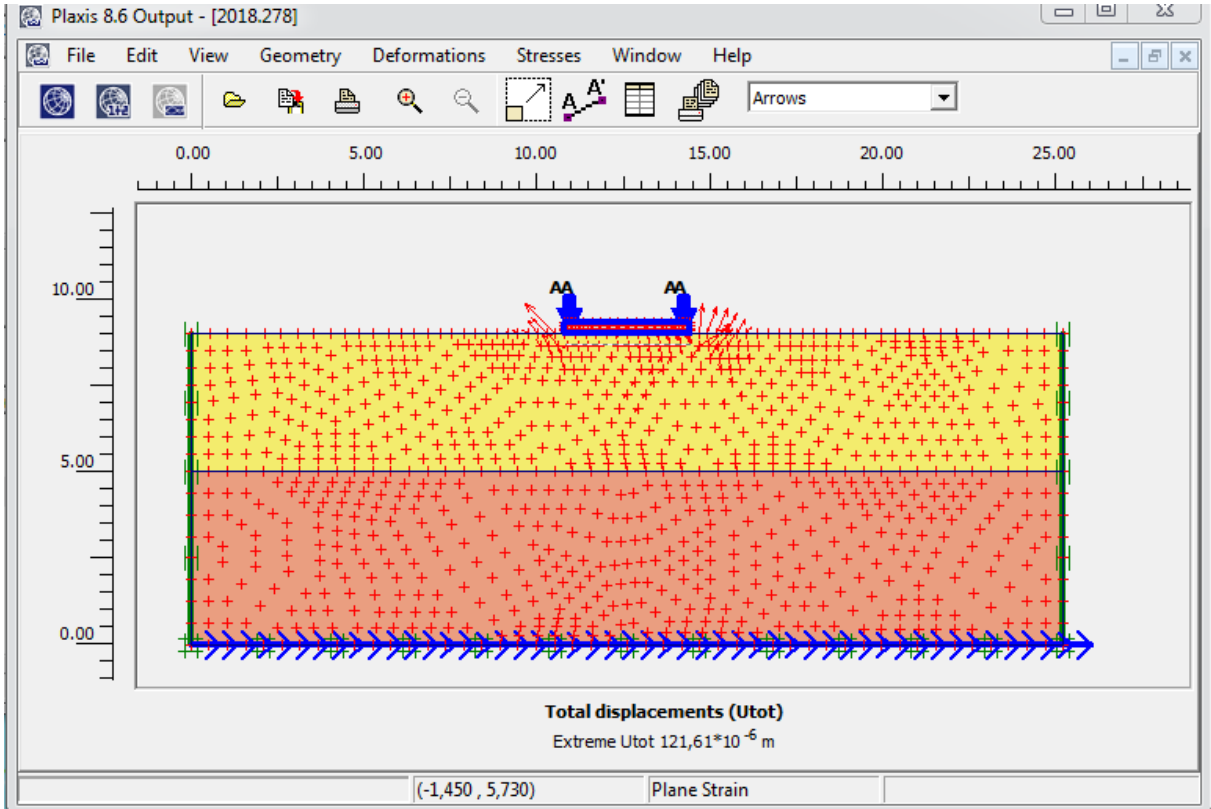


Figure V-12 : totale Déplacement

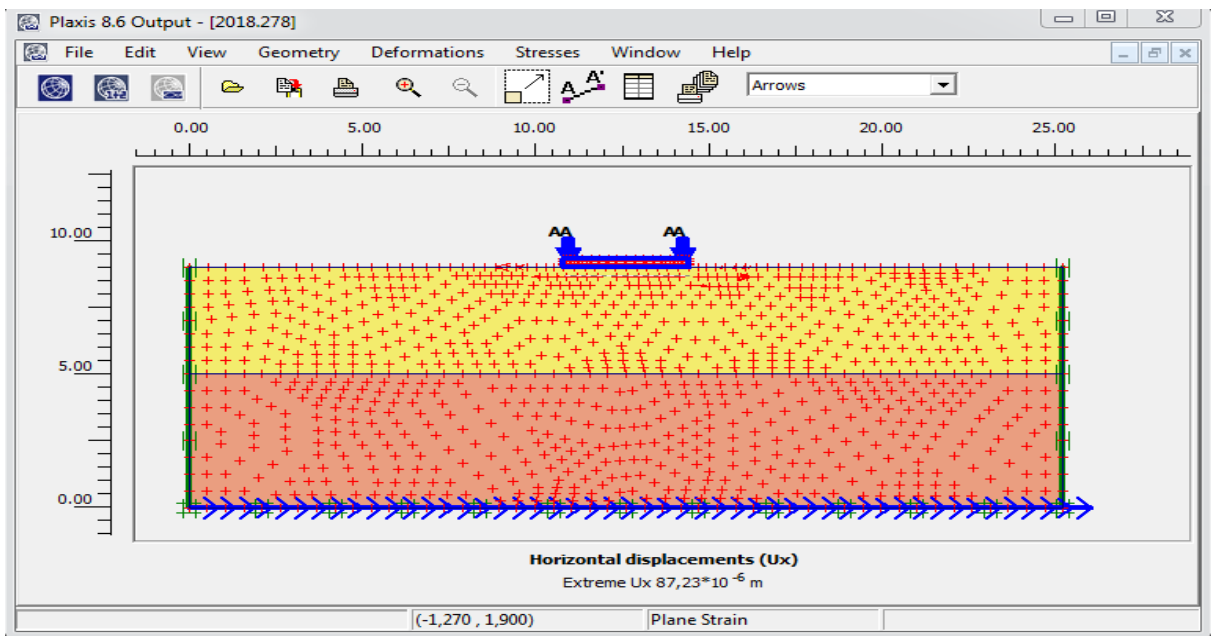


Figure V-13 : Déplacement horizontale

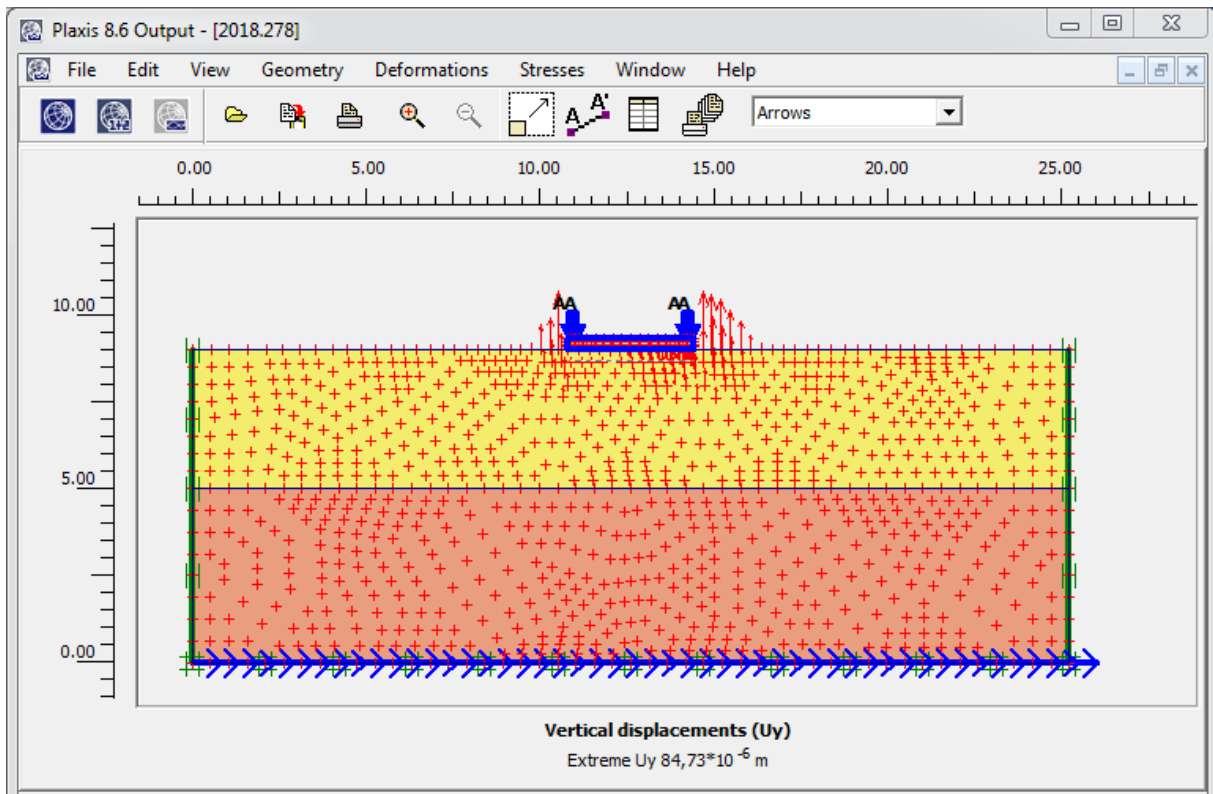


Figure V-14 : Le déplacement vertical

c) La contrainte :

La valeur de contrainte totale égale : 855.52 KN/m^2

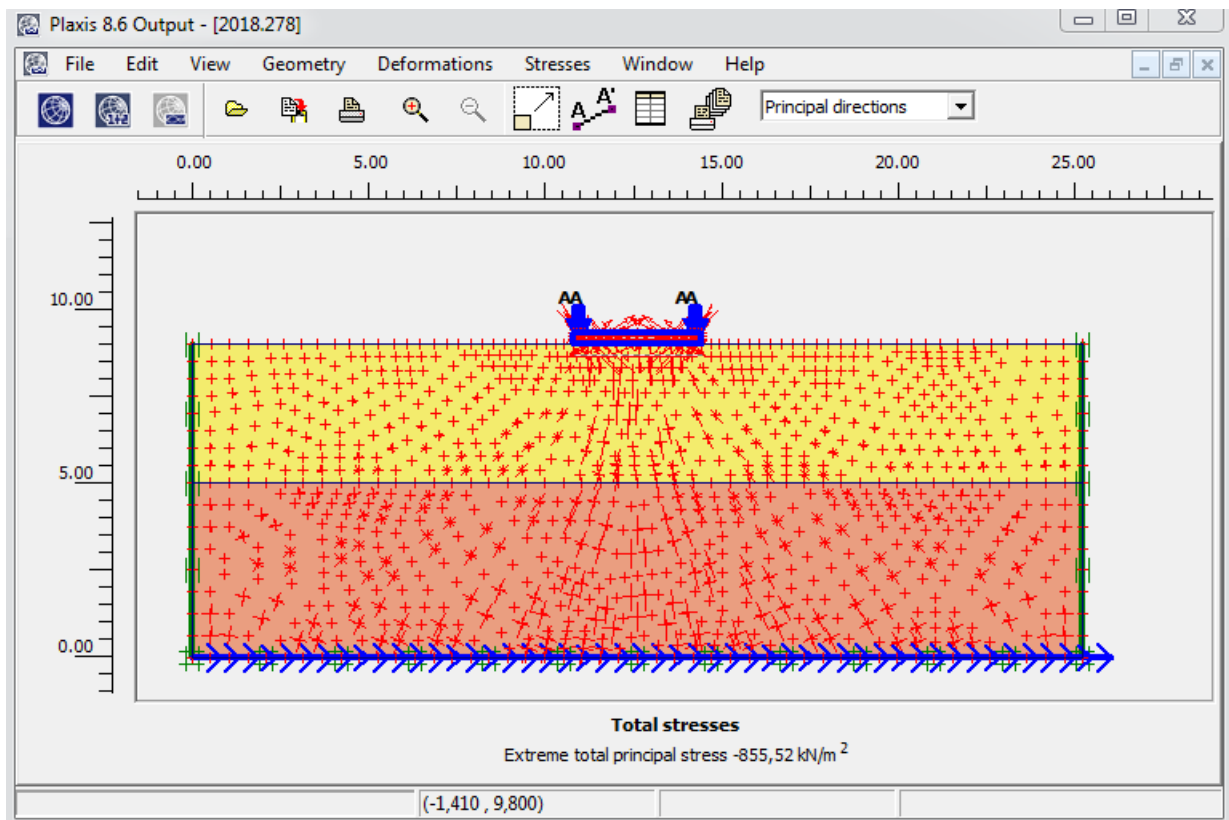


Figure V-15 : la contrainte totale

V.5.1. l'analyse Les courbes numériques

- a) Courbes de déplacements (suivant xx ; suivant yy).
- b) Courbe de vitesse (suivant xx ; suivant yy).
- c) Courbe de l'accélération (suivant xx ; suivant yy).
- d) Courbe de force (suivant xx ; suivant yy).

A. Courbes de déplacements

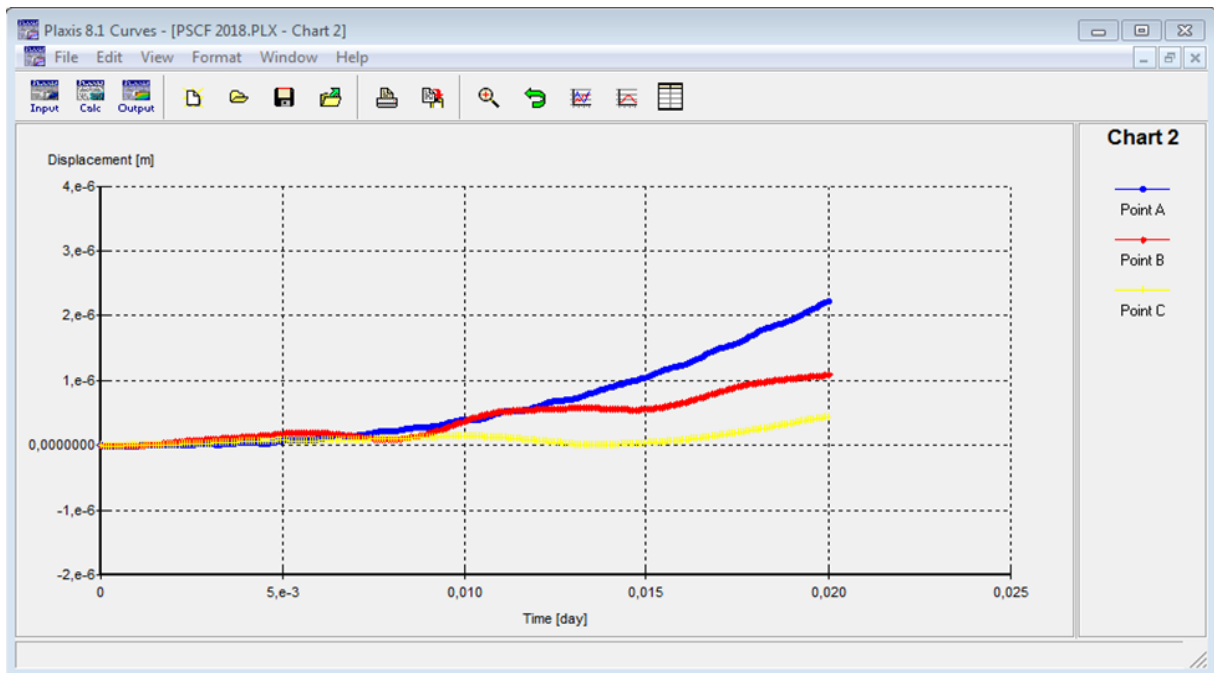


Figure V-16 : Déplacement-temps suivant l'axe XX

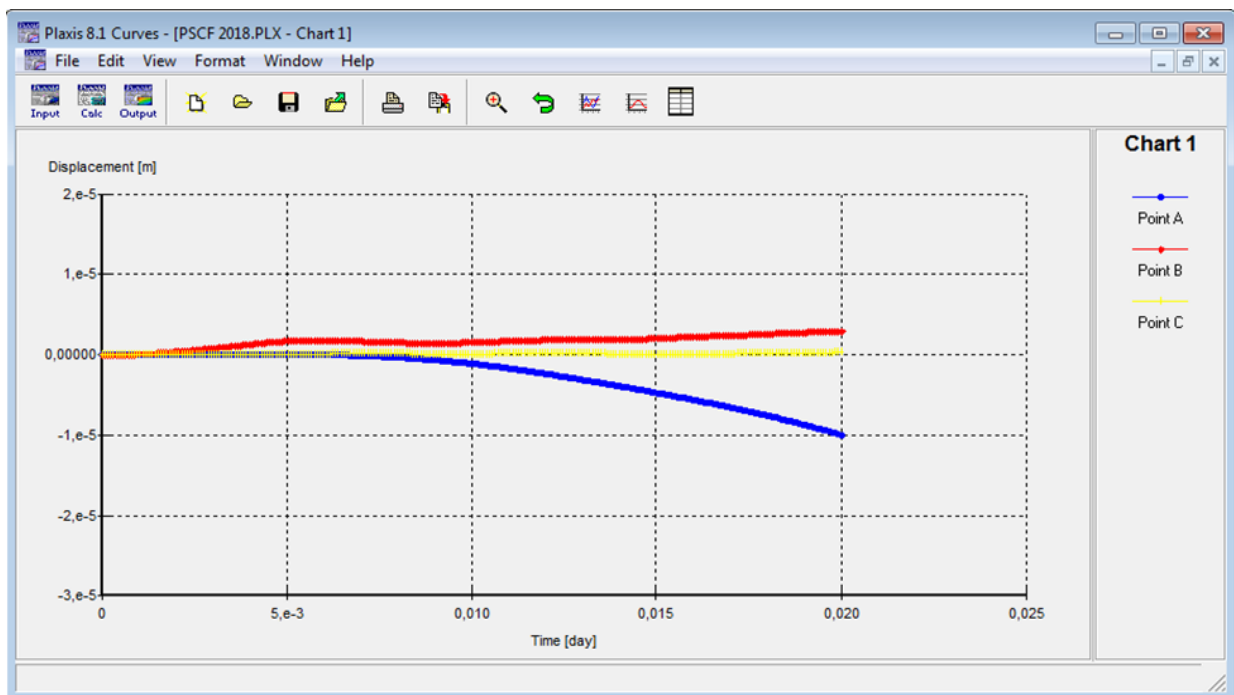


Figure V-17 : Déplacement-temps suivant l'axe YY

1) Courbe de vitesse

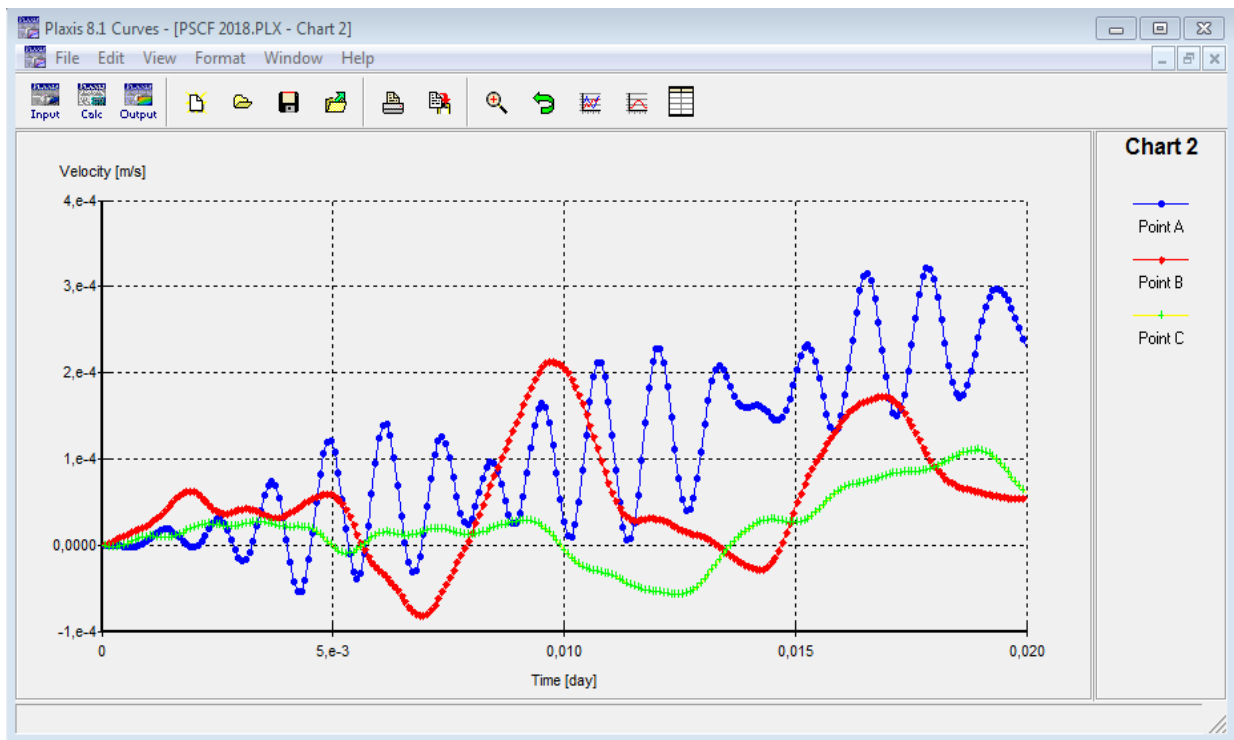


Figure V-18 : Vitesses -temps suivant l'axe XX

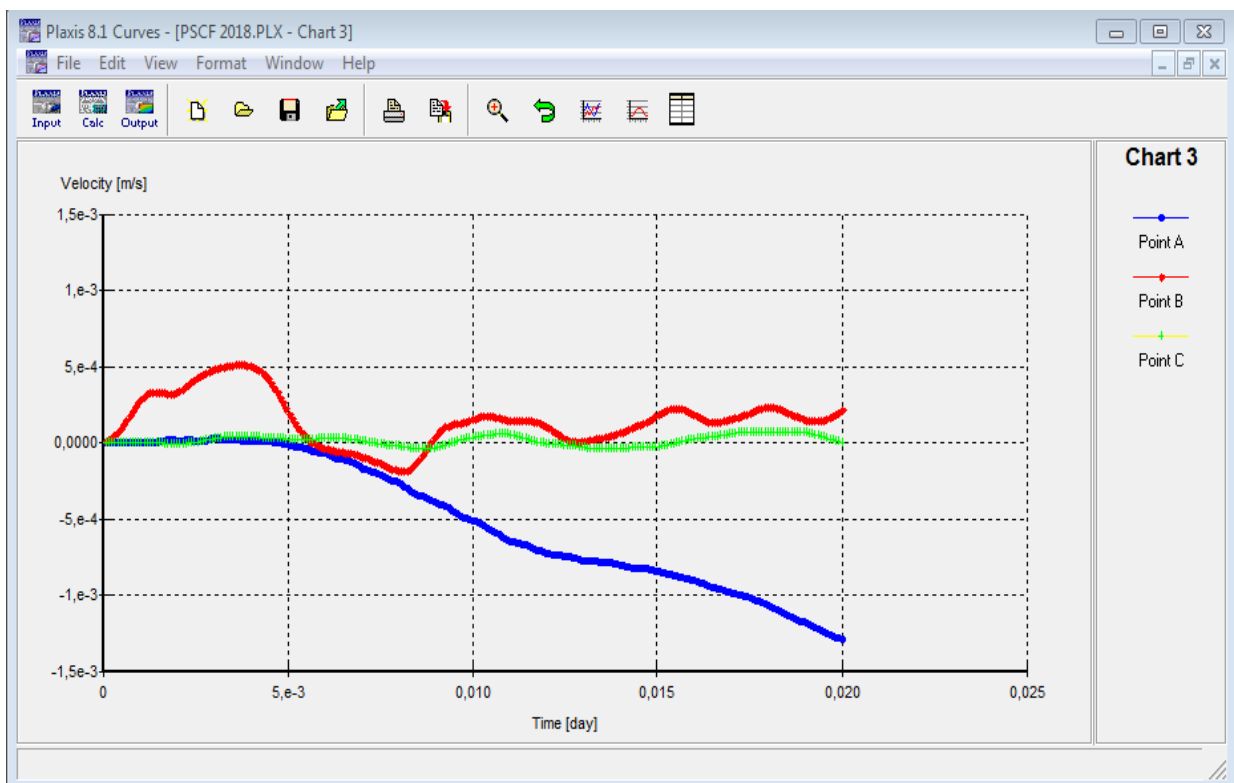


Figure V-19 : Vitesses -temps suivant l'axe YY

2) Courbe de l'accélération

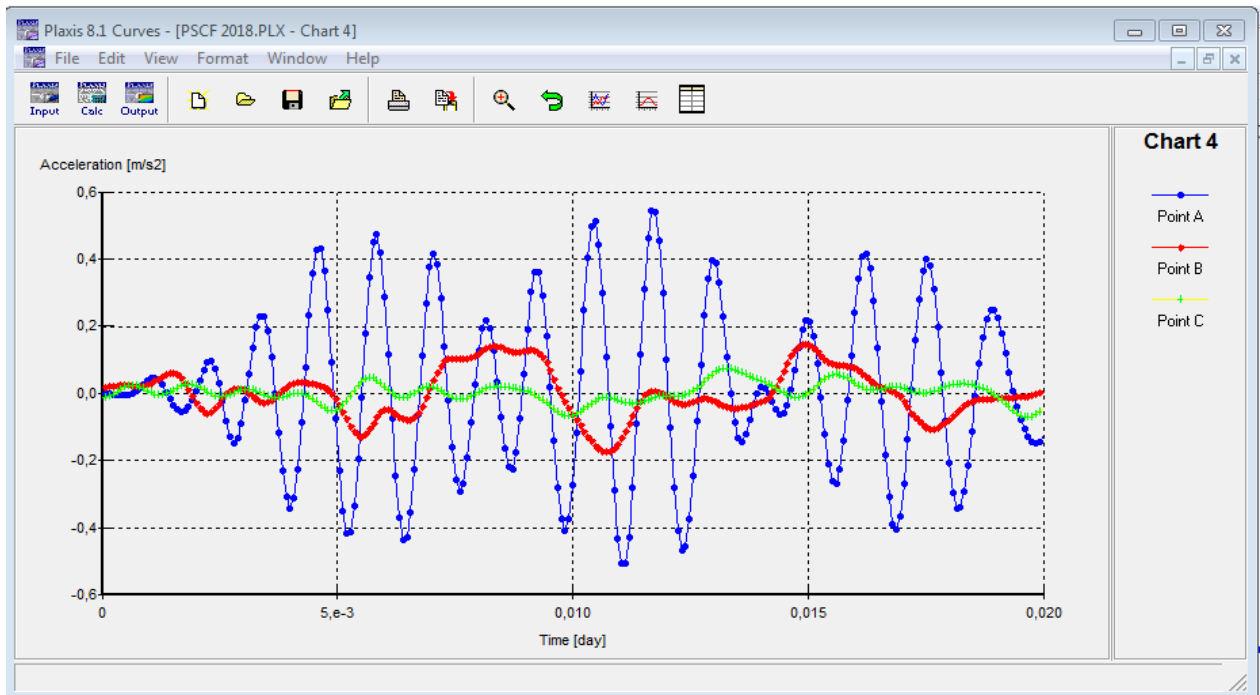


Figure V-20 : l'accélération -temps suivant l'axe XX

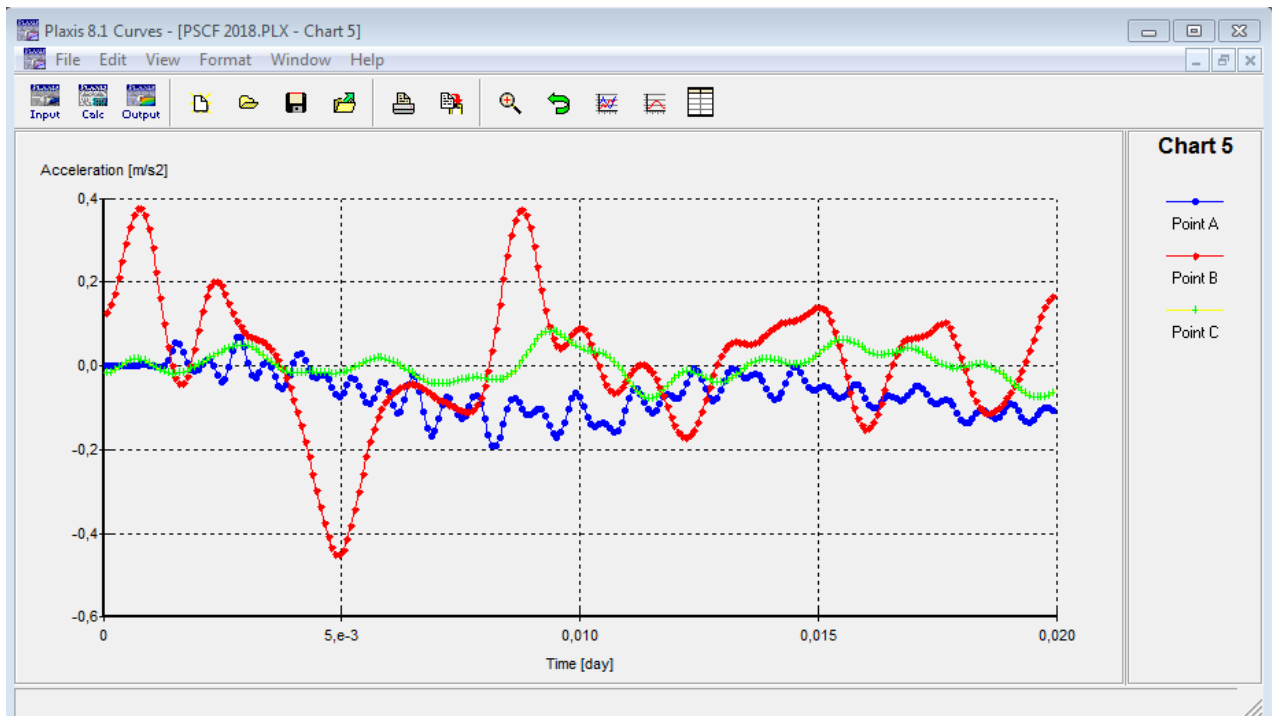


Figure V-21 : l'accélérations -temps suivant l'axe YY

3) Courbe de force

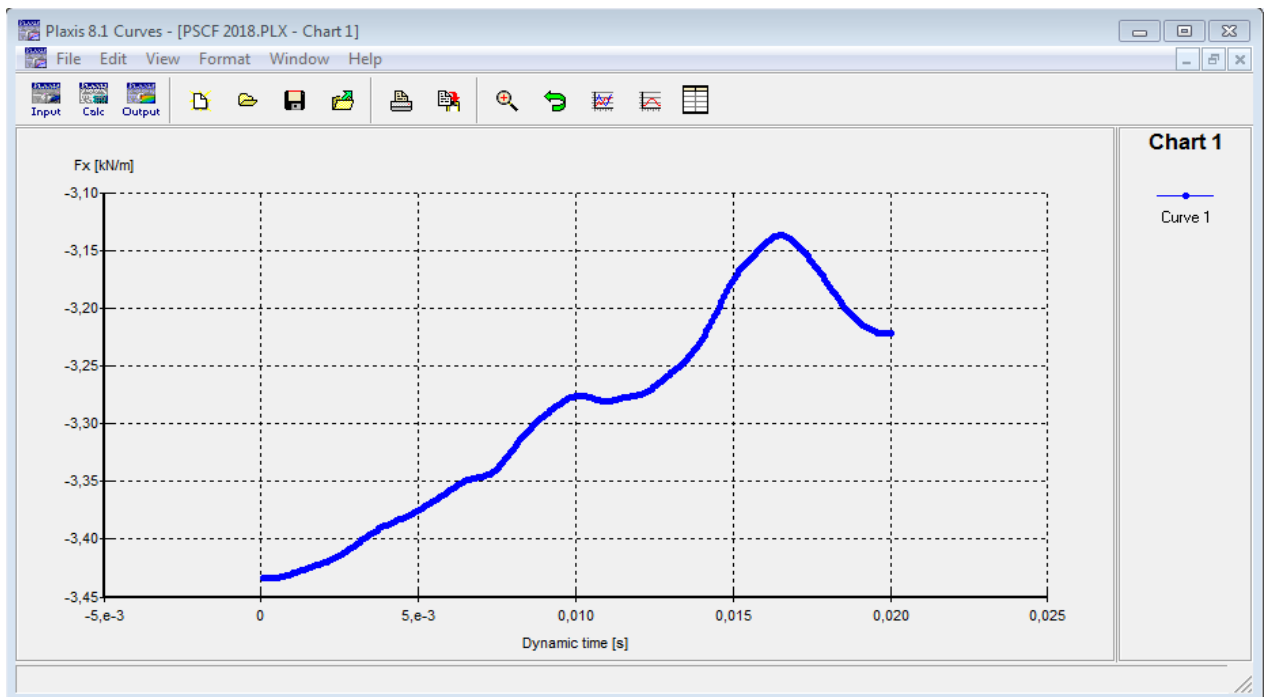


Figure V-22 : la force F_x

L'observation :

Plus le point de calcul est proche de la basse, plus le composant de mouvement est grande.

- On remarque que le déplacement, vitesse et l'accélération était nul pour une fondation ($t=0$) devient non nul entre ($t=0$; $t=0.2$).

Avec que les grande valeurs soit-il prendre on graphe de point (A, B).avec les valeurs minimale prendre on graphe C.

- La force augmente entre l'intervalle [$t=0$; $t=0.017$] jusqu'à prend la valeur maximale a $t=0.017$ a diminué on l'intervalle [$t=0.017$; $t=0.02$].

Démonstrations

La valeur du déplacement est augmentée au voisinage de la structure « la plus proche de la zone de contact ». Et diminue en s'éloignant du plan de contact vers le plan de source.

Montre que : revient e a paramètre de mouvement séismique F_x et le caractéristiques de couche sol (angle de frottements, contrainte, point volumique.....etc.).

Plus de ça variation de distance(x) et profondeur(y) de structure.

- D'après les graphes la prise en compte de l'ISS dans la modélisation d'une structure peut avoir des effets significatifs sur les efforts sismiques s'appliquant à la fondation.

V.6. synthèse :

Du la figure (17, 18,19 ; 20, 21, 22,23) on prend les valeurs maximale (déplacement ; vitesse ; accélérations ; force) de point choisi selon le tableau se dessus :

points		Point A	Point B	Point C
Déplacements(m)	U _X	2,241 10 ⁻⁶	1.18 10 ⁻⁶	0.367 10 ⁻⁶
	U _Y	9.93 10 ⁻⁶	3.04 10 ⁻⁶	00
Vitesses (m/s)	V _x	2.738 10 ⁻⁴	2.207 10 ⁻⁴	0.363 10 ⁻⁴
	V _Y	1.295 10 ⁻³	0.5189 10 ⁻³	00
Accélérations (m/s ²)	a _x	0.074	0.155	0.0019
	a _y	0.163	0.448	00
Force (KN/m)	3.426			

Tableau V-7 : les valeurs maximales de composante de mouvement du point choisir

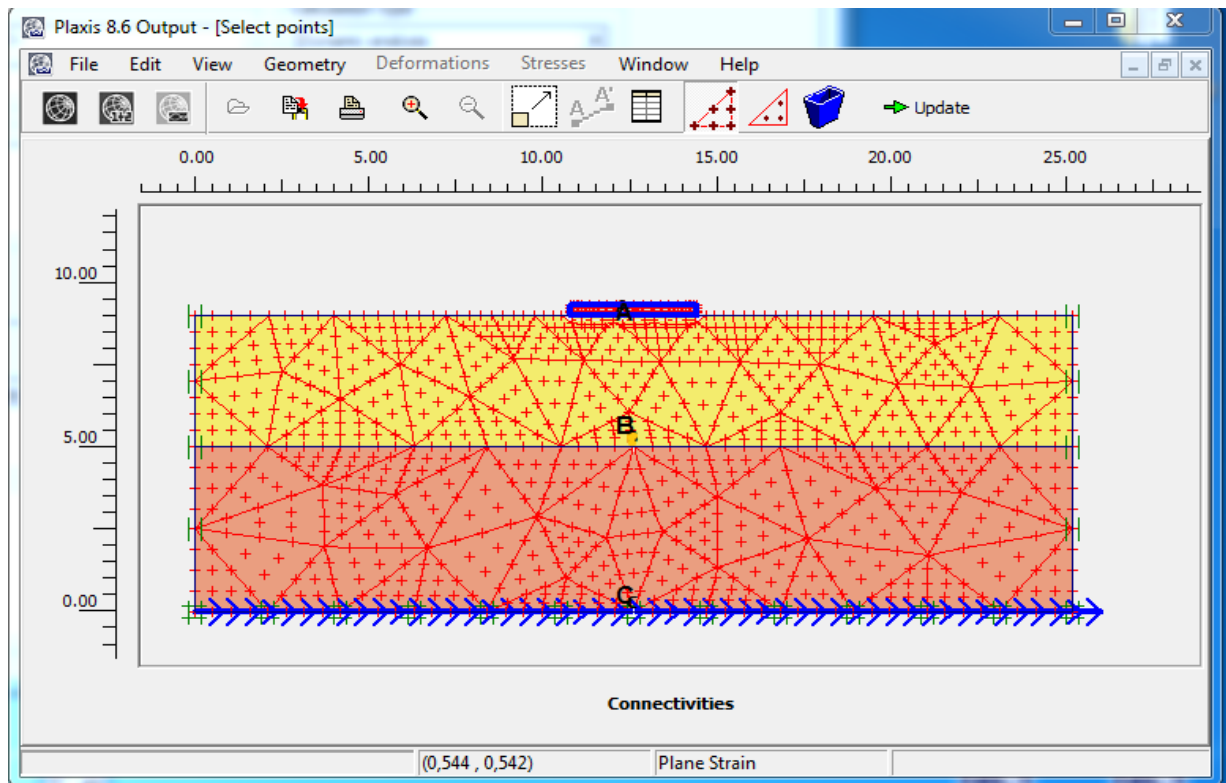


Figure V-23 : position de point de calcul sur profil

V.7. Effet des ondes sismiques

Influence de distance sur les déplacements des points selon les deux axes (xx, yy). On a déterminé les déplacements aux points de coordonnées fixées dans le tableau (V-8 ; V-9).

V.7.1. Effet des ondes sismiques verticales

Le tableau se dessus donné les coordonné de point et les déplacements verticale : la distance y était constante Y= 7.

point	Distance X	U _x	U _y
A	2,48	1.484 10 ⁻⁸	0.7203 10 ⁻⁸
B	13,14	700.07 10 ⁻⁸	800.22 10 ⁻⁸
C	23,02	0.964 10 ⁻⁸	3.864 10 ⁻⁸

Tableau V-8 : les valeurs de déplacement vertical

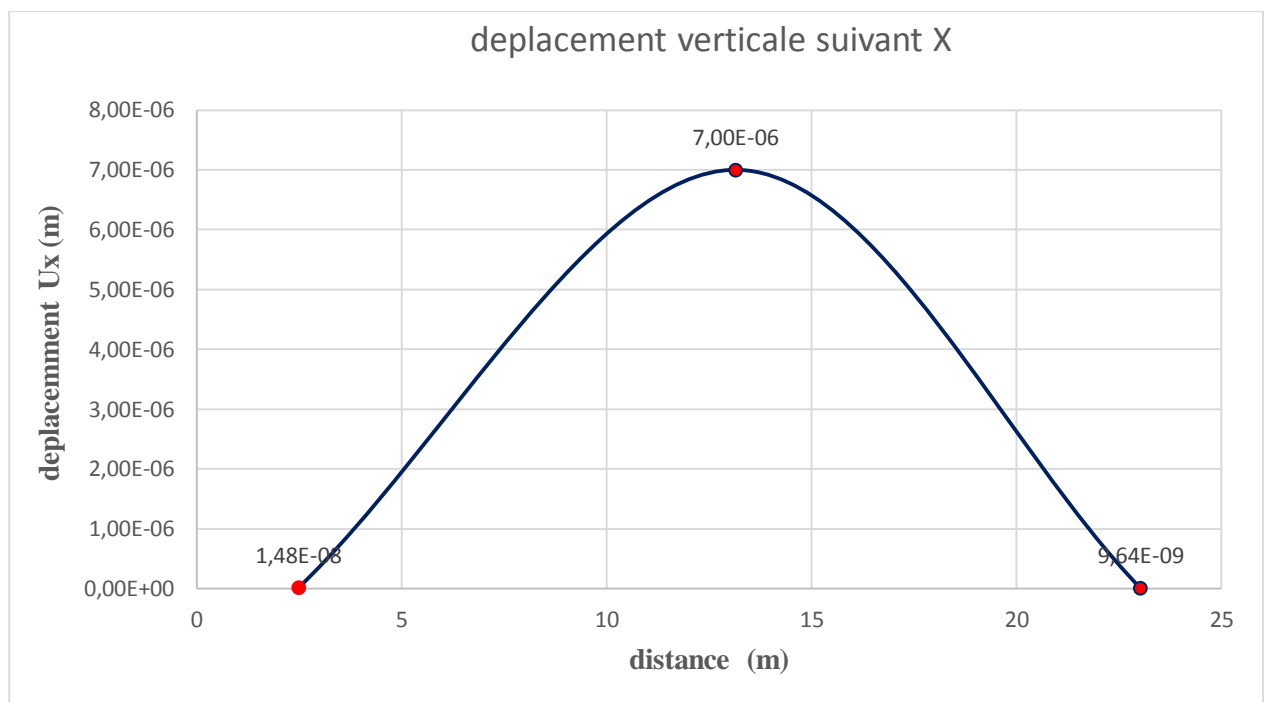


Figure V-24 : déplacement verticale suivant xx

1) L'analyse de la courbe de synthèse donnant le déplacement en fonction de la distance montré que ces dernières et formé à deux phases distinctes :

Une première phase transitoire ou le déplacement croit d'une façon exponentielle pour atteindre un pic.

Une deuxième phase montrée que le déplacement décroît d'une façon exponentielle.

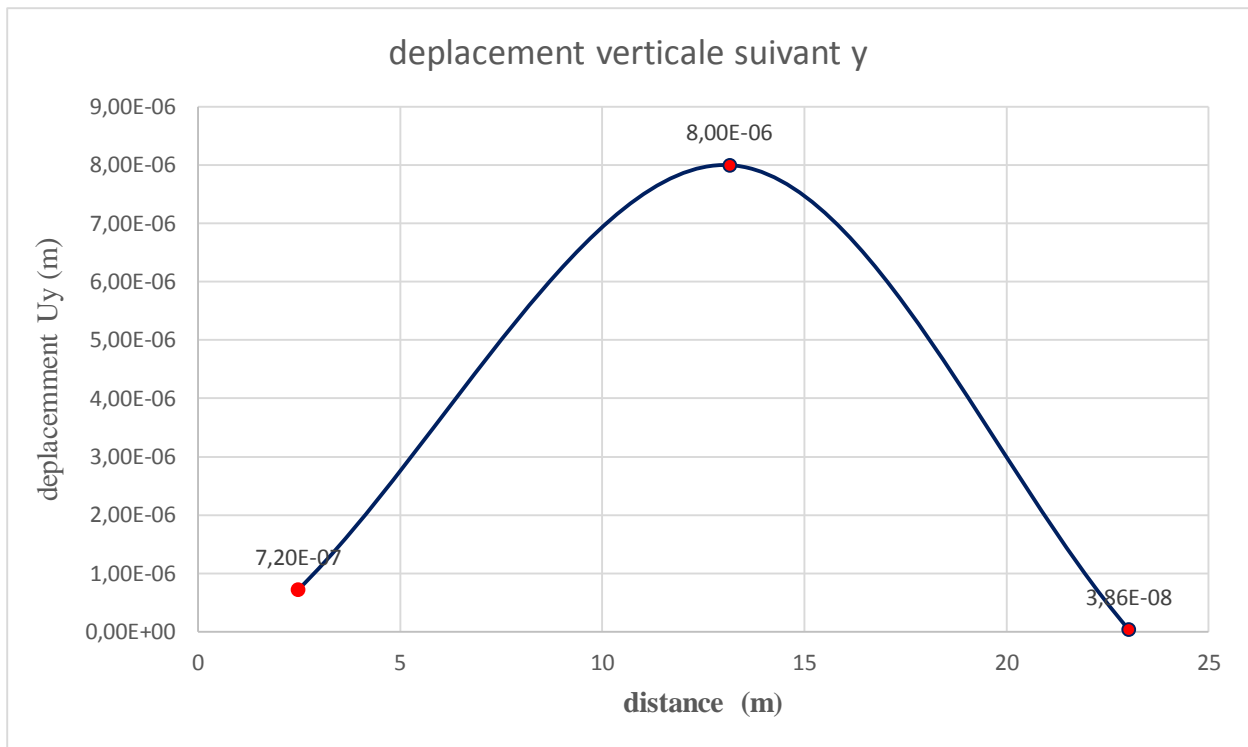


Figure V-25 : déplacement verticale suivant y

2) la fonction donnant le déplacement on fonction de la distance dans le sens montre que cette dernière est formé à deux phase destituée :

Une première phase transitoire où le déplacement croît d’une façon exponentielle pour atteindre un pic.

Une deuxième phase montrée que le déplacement décroît d’une façon exponentielle.

V.7.2. Effet des ondes sismiques horizontales

Le tableau se dessus donné les coordonnées de point et les déplacements horizontale : la distance y était constante $X= 11$.

point	Distances Y	U_x	U_y
A	9,22	$4.094 \cdot 10^{-6}$	$5.84 \cdot 10^{-6}$
B	5,26	$3.602 \cdot 10^{-6}$	$1.86 \cdot 10^{-6}$
C	0,26	$2.102 \cdot 10^{-6}$	$0.0915 \cdot 10^{-6}$

Tableau V-9 : les valeurs de déplacement horizontal

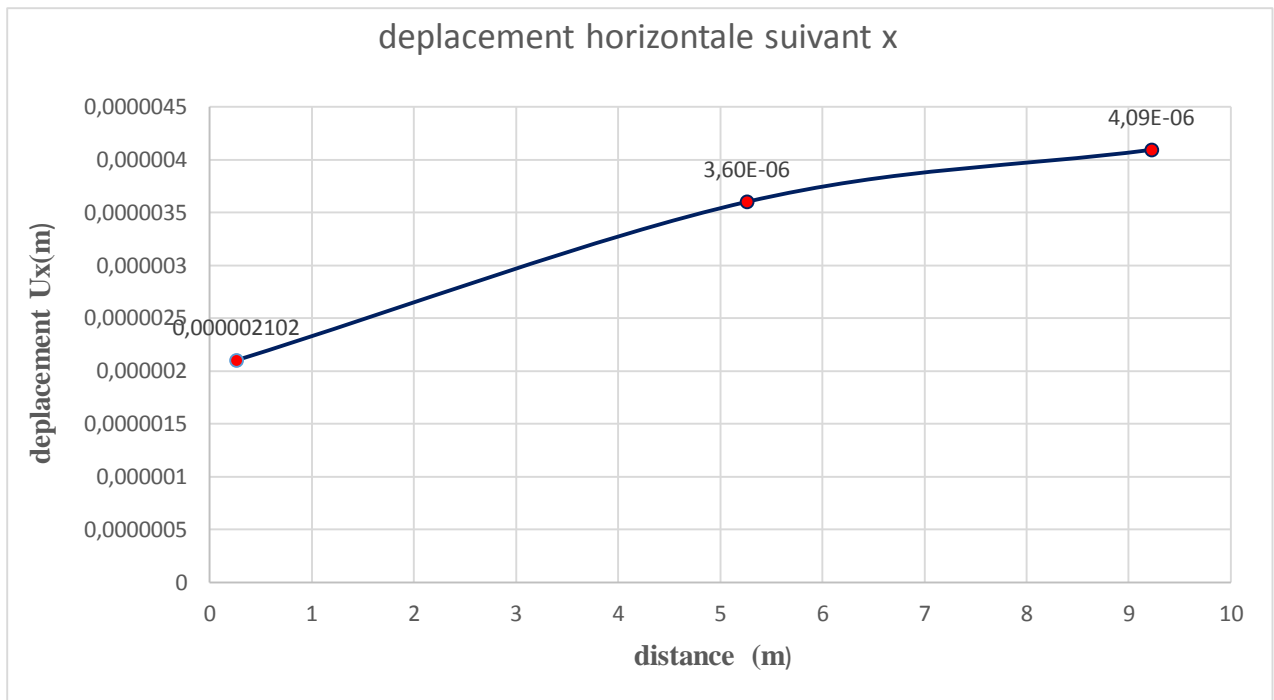


Figure V-26 : déplacement horizontale suivant xx

- 3) L'interpolation des résultats d'analyse du déplacement yy croit d'une façon perçue que linéaire en atteignant une certaine distance la croissance ce durant plus élevée.

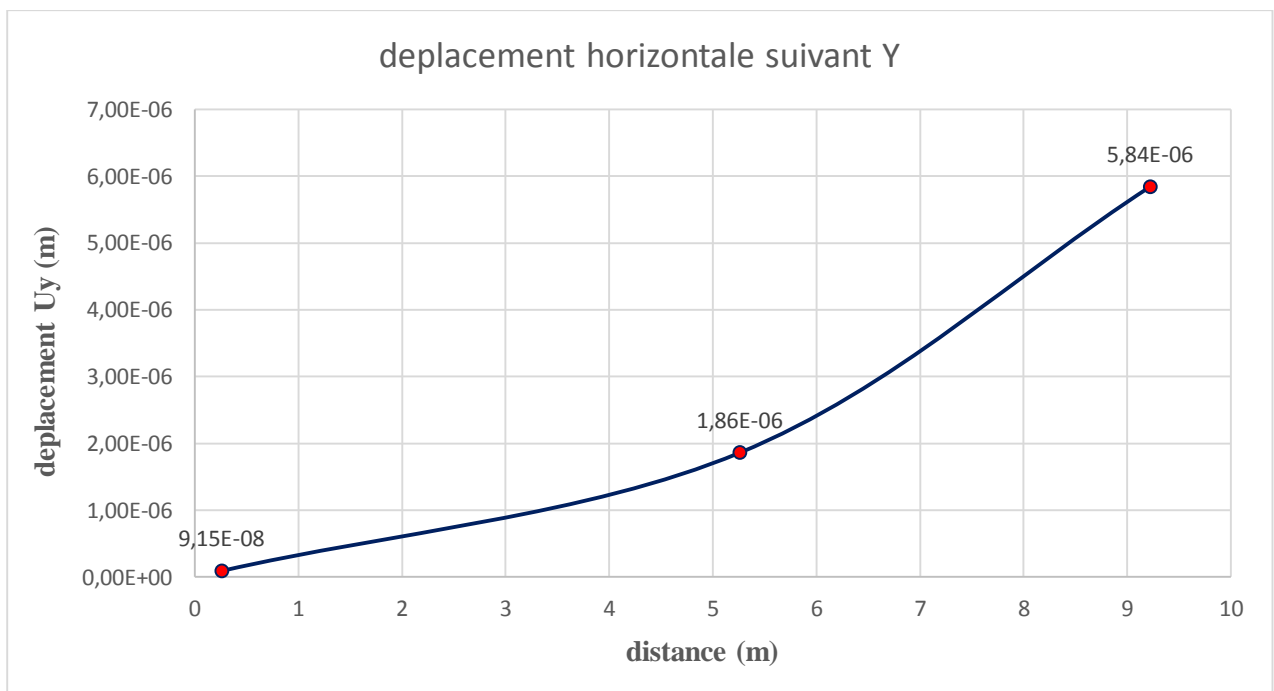


Figure V-27 : déplacement horizontal suivant yy

- 4) l'analyse de la courbe de synthèse des déplacements dans le sens xx montre une variation croissante des déplacements on fonction de la distance ; elle compose de deux phase séparées par une point de changement de pente de la courbe.

V.8. synthèse

D'après les résultats des calculs on peut conclure que : Plus la distance et l'altitude sont grandes, plus l'impact du tremblement de terre est important.

- La surface, dont on trouve la valeur maximum de déplacement au niveau de la surface de contact (sol-structure).
- L'influence des paramètres de mouvement est plus marquée lors de l'observation de l'accélération car ce dernier paramètre est beaucoup plus lié à l'énergie.
- 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.
- Le comportement élastique non linéaire du sol rend l'analyse de l'interaction sol-structure très complexe à cause de l'apparition de multiples fréquences dans la réponse du massif de sol.
- Le premier effet d'ISS est l'allongement de la période fondamentale du système qui est constatée dans tous les résultats. Le rayonnement de l'énergie des ondes loin de la structure se traduit par une augmentation de l'amortissement du système dynamique. Il est intuitivement plausible que l'interaction sol-structure devienne plus importante dans les cas de sols plus souples et de structures plus rigides
- L'étude de l'influence de la plasticité des matériaux du sol et la profondeur structure sur l'interaction sol-fondation a montré que la plasticité des éléments de la structure et la profondeur affecte d'une manière très sensible l'interaction sol-fondation.
- La prise en compte de l'ISS permet en général une diminution des efforts sismiques dans une structure et une diminution de la contrainte au sol sous les fondations.

Conclusion Générale

À l'issue de notre étude bibliographique sur le phénomène sismique qui a toujours exercé une grande fascination sur l'humanité, on peut retirer plusieurs enseignements sur la caractérisation du mouvement sismique, l'évaluation des caractéristiques dynamique des sols, le comportement de ces derniers sous chargement dynamique et l'évaluation de la réponse sismique.

L'étude bibliographique, paramétrique et les diverses illustration numérique notamment l'étude de notre cas ont permis de formuler les principales conclusions et importantes résultats suivant :

- 1- la synthèse des études faites sur la caractérisation des séismes a montré qu'il existe beaucoup d'imperfection dans le choix et la définition des différents paramètres qui servent à décrire le mouvement sismique.
- 2- le choix du modèle de comportement du sol de fondation importante dans les études de la réponse sismique. L'utilisation doit se concentrer sur deux choix : l'un est inhérent à la géotechnique en générale, l'autre concerne la simulation numérique.

Certain des paramètres sont différents dans leur expressions, mais toujours reliés à des paramètres géotechnique classique, les modèles développés distinguent surtout par le nombre et le type de paramètres qui les caractérisent.

- 3- l'analyse de la réponse sismique d'un système (sol –fondation) consiste à déterminer les caractéristiques du mouvement sismique à la surface de sol en ayant connaissance de l'accélérogramme. Mathématiquement, elle se rapproche de l'étude de la propagation d'ondes en milieu continu mais le problème se complexifie considérablement si l'on tient compte des hétérogénéités du sol et de non linéarités.
- 4- dans ce mémoire nous avons décrit le code de calcul utilisé pour simuler excitation sinusoïdales (solicitations sismique harmoniques) pour lesquelles on s'est concentré sur la représentation du comportement du massif de sol. Il s'agit le code de calcul « PLAXIS » en élément finis 2D.

Conclusion Générale

Les lois de comportement disponibles dans le code « PLAXIS » ont été brièvement décrites :

- Comportement élastoplastique
- Modèle élastique linéaire.
- Modèle de Mohr-Coulomb
- Module dynamique du PLAXIS

5- Le mouvement sismique est un phénomène très complexe et il est affecté par un nombre élevé de facteurs qui peuvent intervenir sur le mouvement sismique en un point donné.

Mais, d'après l'étude effectuée on peut admettre que parmi plusieurs facteurs c'est le facteur de profondeur ou de distance entre la source et le point étudié qui domine.

L'éloignement de la source affecte le mouvement en diminuant son amplitude et modifiant son contenu spectral : les hautes fréquences sont filtrées et la fréquence fondamentale du mouvement abaissée. Par ailleurs, une partie de l'énergie libérée à la source transportée par ces ondes est absorbée dans les milieux qu'elles traversent du fait de l'amortissement propre, ou amortissement matériel, lié à l'hystérésis des matériaux.

D'autre part, le sens de propagation des ondes sismiques influe sur le site. Les ondes se propageant dans le sens incliné influent beaucoup plus que celles qui se propagent dans le sens vertical et horizontal.

Bibliographique

- [1] : Livre de élément de génie parasismique et de calcule dynamique de structure
- [2] : Lecture dans règlement parasismique algérienne. ZEGHICHI, A. MERZOUGUI ; B. MEZGHICHE
- [3] : voir modification et complément aux RPA99 en page 112
- [4] : Mémoire magistère « simulation numérique de l'effet de tremblement de terre sur les barrages en terre » Présenté par : BOUAICHA Allaoua université Biskra
- [5] : Journées techniques organisées avec l'appui du Sétra et sous l'égide de la Cotita « Définition et représentation de l'aléa sismique (Etienne BERTRAN CETE Méditerranée) ».
- [6] : Mémoire magister analyse numérique des déformations des culées de pont sol renforce « FARIK Ali »
- [7] : Ponts - cadres et portiques Guide de conception (Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes)
- [8] : livre(T14) BÉTONS ET OUVRAGES D'ART, Tome 1, Les ponts courants en béton
- [9] : PONTS - CADRES EN BETON ARME PROGRAMME DE CALCUL PICF-EL Notice d'emploi du programme Note de calcul modèle Guide de calcul
- [10] : conception générale des ouvrages d'art E .MAURIES
- [11] : Interaction sol structure dans le domaine tranchée couverte thèses n⁰ 3714 (2007), Sylvain PLUMEY
- [12] : Modélisation simplifiée 3D de l'interaction sol-structure : application au génie parasismique. Stéphane Grange
- [13] : pont cadre en béton armé programme de calcule PICF- EL Notice d'emploi du programme Note de calcul modèle Guide de calcul
- [14] : Chamoia –PICF chaine algorithmique module ouvrage d'art – programme de calcule des ouvrage de type PICF
- [15] : Thèse doctorat analyse numérique de la réponse linéaire d'un pieu sous sollicitations latérales