

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA

FACULTE DE TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

N° : 01



DOMAINE : GENIE CIVIL

FILIERE : GENIE CIVIL

OPTION : STRUCTURE

Mémoire présenté pour l'obtention
Du diplôme de Master Académique

Par : MEKKAOUI ABDELRAZAK

Intitulé

Etude De L'interaction Sol-Structure Vis-à-vis De L'aléa
Sismique Pour L'évaluation De La Vulnérabilité Des
Structures En Béton Armé

Soutenu devant le jury composé de :

Dr MENASRI Youcef.	Université de M'sila	Rapporteur
Pr OUZANDJA Djamel.	Université de M'sila	Président
Dr BELOUAHRI Brahim.	Université de M'sila	Examineur

Année universitaire : 2023 / 2024

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

{وما توفيقى إلا بالله عليه توكلت وإليه أنيب}

Remerciements

Tout d'abord, nous remercions **Allah**, le Tout Puissant, de nous avoir donné la volonté, le courage, la santé et la patience afin d'arriver à la finalité de ce modeste travail.

Nous remercions nos parents qui nous ont soutenus beaucoup pendant toute la vie et qui continueront à nous aider dans tous les projets de l'avenir.

Ainsi que tous les membres de nos familles qui ont participé de près ou de loin à nous encourager et nous aider dans notre vie.

Sans oublier nos chers amis que nous avons rencontrés à l'école ou même à l'extérieur et précisément nos chers amis (es) de notre promotion

Nous remercions très sincèrement notre promoteur, Monsieur **Menasri Youcef** pour tous les savoirs qui nous a apporté en master ainsi pour nous encadrer et diriger au cours de notre projet de fin d'étude

Notre pensée va à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation depuis le primaire.

Nos remerciements vont également aux membres du jury pour avoir accepté

DEDICACE

Louange à **Allah** tout puissant, qui m'a permis de voir ce jour

Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance :

- ❖ A mes chères parents « **MEKKAOUI ALAOUA** et **MEKKAOUI LYAMNA** », j'implore Allah pour ils accordent des bonnes santés et des vies longues et heureuses.
- ❖ A mes chers frère et sœurs « **DJALAL .ABDELHAK .DARAJI FAWAZ .HA.SI.HAN.FA** »
- ❖ A tous mes amis (es) : sans exception, en particulier a mon amies proche «*abdelbasste. Ammar. Hacham .saife.*»
- ❖ A tous ceux qui m'ont aidé tout au long de mon parcours universitaire

Et tous ceux qui de près ou de loin ont contribué à la réalisation de
ce travail.

ملخص

تسلط هذه الدراسة الضوء على أهمية مراعاة التفاعل بين بنية التربة في التصميم الزلزالي للمباني الخرسانية المسلحة. يمكن أن يؤدي تجاهل هذه التأثيرات إلى التقليل من تقدير المتطلبات الزلزالية، وبالتالي التصاميم غير المثالية. يجب على المهندسين والمصممين دمج تحليلات التفاعل بين التربة والبنية في ممارساتهم لضمان سلامة وأداء الهياكل في المناطق الزلزالية .

الهدف من هذا العمل هو دراسة تأثير علاقة التربة بالمنشآت على الاستجابة الزلزالية للمنشآت الإطارية من الخرسانة المسلحة. تحليلات خطية بثلاثة أبعاد بواسطة برنامج sap2000 أنجزت على بناية من أربعة طوابق (R+3). هذه التحليلات سمحت لنا بدراسة حالة المنشآت الصلبة تحت فعل زلزال مرجعي.

الكلمات المفتاحية النمذجية التفاعل التبادل بين التربة والمبنى، الزلازل

RESUME

La présente étude examine l'influence de l'interaction sol-structure (ISS) sur la réponse sismique des structures portiques en béton armé, en se concentrant sur le cas particulier des structures rigides. L'objectif principal de cette recherche est d'analyser comment les caractéristiques du sol et les interactions entre le sol et la structure affectent le comportement sismique des bâtiments en béton armé. L'objectif de ce travail est d'étudier l'influence l'interaction sol -structure (ISS) sur la réponse sismique des structures portiques en béton armée. Des analyses linéaires en 3D à l'aide du logiciel SAP 2000 à effectuer sur une structure rigide portique en béton armé à quater étages(R+3), ses analyses permettront d'étudier l'état de la structure rigide sous l'action d'un séisme de référence.

Mots-clés : Spectre de réponse, l'interaction sol-structure, séisme.

Abstract

The present study examines the influence of soil-structure interaction (ISS) on the seismic response of reinforced concrete portal structures, focusing on the particular case of rigid structures. The main objective of this research is to analyze how soil characteristics and interactions between soil and structure affect the seismic behavior of reinforced concrete buildings. The aim of this work is to study the effect of soil relationship with structure. Its effect on the seismic response of reinforced concrete frame structures. Its effect on 3D linear analyzes by SAP2000 program performed on a four storey (R+3). These analyzes allowed us to study the condition of the solid structure under the action of a reference earthquake.

Key Words: spectroscopic, soil relationship with structure earthquakes.

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS

DÉDICACE

RÉSUMÉ

ABSTRACT

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

NOTIOS ET SYMBOLES

Chapitre I : Généralités sur les séismes

I.1 Introduction	02
I.2 Origine de séisme	03
I.3 Les différents types d'ondes sismiques	04
I.4 Ondes sismiques	04
I.4 .1 Ondes de volume	04
I.4.2 Ondes de longitudinal	04
I.4.3 Ondes de surface	05
I.5 Ondes de Love	05
I.6 Ondes de Rayleigh	06
I.7 Tectonique des plaques	07
I.8 Les séismes en Algérie	08
I.9 Distribution mondiale des séismes	10
I.9.1 La ceinture curcuma pacifique	10
I.9.2 La ceinture Apo-himalayenne	11
I.9.3 La zone des dorsales océaniques	11
I.10 Mouvement Sismique	11

Chapitre II. L'aléa sismique et la vulnérabilité sismique

II.1 INTRODUCTION	14
II.2 NOTIONS DE BASE	14
II.2.1 Notion du risque	14
II.2.2 Risque Sismique.....	14
II.2.3 L'aléa sismique.....	15
II.2.4 L'aléa sismique en Algérie	16
II.2.5 Vulnérabilité Sismique.....	17
II.3 Rôle de l'étude de la vulnérabilité dans la prévention du risque sismique....	19
II.4 La Prédiction des Séismes.....	19

II.4.1 Des méthodes classiques inadaptées.....	19
II.4.2 Le modèle ETAS.....	20
II.4.3 L'Évaluation de la Vulnérabilité Sismique des Constructions	21
II.5 Expérience Algérienne Dans L'évaluation De La Vulnérabilité Sismique Des Constructions.....	22
II.6 Méthodologies d'évaluation de la vulnérabilité du Béton Armé dans les ouvrages de soutènement.....	24
II.7 La courbe de capacité.....	25
II.9 Courbe de vulnérabilité.....	26
II.10 Point de performance.....	27
II.11 Méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique.....	28
II.11.1 Les méthodes statistiques probabilistes.....	28
II.11.2 Les méthodes d'approches déterministes récentes.....	28
II.12 Analyses détaillées.....	29
II.12.1 Analyse statique linéaire.....	30
II.12.2 Analyse dynamique linéaire.....	30
II.12.3 Analyse dynamique non linéaire.....	30
II.12.4 La méthode du point de performance.....	31
II.13 Conclusion.....	32

III. Notion Sur Interaction Sol-Structure

III.1 Introduction	35
III.2 Notion d'interaction sol-structure	36
III.3 Etude du problème d'interaction sol structure	37
III.4 Composantes de l'interaction sol-structure:.....	39
III.4.1. Interaction inertielle	39
III.4.2. Interaction cinématique	39
III.5 Mouvement du sol en champ libre	40
III.6 Les différentes méthodes pour prendre en compte l'ISS	42
III.6.1 Méthode directe	42
III.6.1.1 Démarche de résolution	43
III.6.1.2 Avantages	43

III.6.1.3 Inconvénients	44
III.6.2 Méthode des sous-structures	44
III.6.2.1 Démarche de résolution	44
III.6.2.2 Formulation du problème	46
III.6.2.2.1 Equation du mouvement	47
III.6.2.3 Avantages	48
III.6.2.4 Inconvénient	49
III.6.3 Méthodes hybrides	49
III.7. Illustration de l'effet de l'interaction sol structure	50
III.7.1 Modèle analogique simplifié	50
III.8 comportement des sols sous sollicitations sismiques	51
III.8.1. Comportement élasto-plastique du sol	52
III.9 Modélisation de l'interaction sol-structure	52
III.9.1 Modélisation du sol par éléments ressorts	53
III.9.2 Méthode de NEWMARK ROSENBLEUTH	54
III.9.3 Méthode de Deleuze	56
III.9.4 Modélisation par des éléments finis	60
III.10 Méthode d'analyse	61
III.11 Analyse modale spectrale	62
III.11.1. Représentation spectrale du mouvement sismique	63
III.11.2. Spectre de réponse	63
III.11.3. Types Spectre de réponse	64
III.11.3.1. Spectre de réponse élastique	64
III.11.3.2. Spectre lissé	65
III.11.3.3. Spectre normalisé	66
III.11.4. Spectre inélastique	67
III.11.4.1 Spectre de réponse de calcul	68
Conclusion :	69

Chapitre IV. Modélisation Numérique

IV.1 Introduction	71
IV.2 Présentation et caractéristiques des structures	71
IV.2.1 Description du bâtiment étudié	71
IV.2.2. Caractéristiques de matériaux	73
IV.2.3. Description du projet	76
IV.2.4. Charges gravitaires :	77
IV.3. Modélisation de la structure	77
IV.3.1. Modélisation sans interaction sol -structure (ISS)	78
IV.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale	79
IV.3.3. Modélisation avec interaction sol -structure (ISS) (ressorts de sol)	80
IV.3.4. Modélisation du sol	80
IV.4. Résultats et interprétation sur les structures	82
IV.4.1. Résultats des déplacements	82
IV.4.1.1. Déplacement maximal	88
IV.4.2. Résultats de l'effort tranchant	89
IV.4.2.1. Effort tranchant à la base	97
IV.4.3. Résultats des moments	98
CONCLUSION GENERALE	102

Liste des figures

Chapitre I

Figure I-1 : sismicité de la terre	02
Figure. I.2 : Origine de du séisme	03
Figure I.3 : Les ondes sismiques	03
Figure I-4 : Les différents types d'ondes sismiques	06
Figure I.5 Zone de subduction, exemple pour le séisme de Mexico 1985	08
FigureI.6 .RC buildings damage by récente earthquakes	09
Figure I.7 : Carte de la distribution mondiale des tremblements de Terre	11

Chapitre II

Figure II .01 Liste des séismes historiques en Algérie [16]	
Figure II.2 : Méthodologies d'évaluation de la vulnérabilité du Béton Armé dans les ouvrages de soutènement [23]	
Figure II.3 : Principe d'élaboration d'une courbe de capacité [23]	
Figure II.4 : Courbe de capacité [23]	
Figure II.5 : Spectres de réponse définis dans le RPA version (2003) [24]	
Figure II.6 . Courbe de vulnérabilité [26]	
Figure II.7 : Courbe De Capacité Et Spectre De Réponse D'une Structure [29]	

Chapitre III

Figure III.1 : Interaction sol – structure a) sans ISS, bâtiment souple et sol de très bonne résistance mécanique ; b) sans ISS, bâtiment raide et sol de très bonne résistance mécanique ; c) avec ISS, bâtiment raide et sol de faible ou moyenne résistance mécanique [25]	
Figure III.2 : Décomposition du problème d'interaction sol-structure [27]	
Figure III.3 : Interaction cinématique	
Figure III.5 : Interaction cinématique	
Figure III.5 : Accélération en champ libre [31]	
Figure III.6 : Modification du spectre de réponse en présence de l'ISS [32]	
Figure III.7 : Modèle d'une méthode directe.	

Figure III.8 : Schématisation d'un problème d'interaction sol - structure en éléments finis (Pecker, 2015)

Figure III.8 : Schématisation d'une approche par sous-structure pour l'analyse de l'interaction sol-structure en utilisant deux configurations de fondation : (i) fondation rigide ; ou (ii) fondation flexibles. (NEHRP, 2012)

Figure III.9 : Schématisation d'une méthode de sous-structure. (Pecker, 2015)

Figure II.10 : Méthode hybride [31]

Figure (III-11) : Modèle simplifié d'interaction sol-structure

Figure (III-12) : modèle élastoplastique parfait. **Figure (III-11)** : modèle élastique de Hooke.

Figure III. 13 : Modélisation de l'ISS. a) Encastrement parfait ; b) Ressorts ; c) Eléments finis.

Figure III.14 : Modèle tenant en compte de l'ISS [1].

Figure III.15. Modélisation du sol par un système de ressorts a) Ressorts concentrés ; b) Ressorts répartis

Figure III.16 : Abaques donnant les coefficients de New mark β_z , β_x et β_Φ [42].

Figure III.18 : Modélisation par des éléments finis

Figure II.19 : principes de l'étude, du spectre de réponse [35]. a) Calcul des vecteurs propres. b) Lecture du spectre. c) Réponses modales.

Figure III.20 : Spectre élastique correspondant à 0.5g et 5% d'amortissement (Newmark-Hall 1982)

Figure III.21 : Spectre lissé

Figure III.22 : Exemple des spectres de réponse élastiques normalisés pour les différents types de sols (à 5 % d'amortissement).

Figure III.23 : Spectres inélastiques en utilisant : (a) R constant, (b) R variable, (c) Détermination directe à

Chapitre IV. Modélisation Numérique

Figure IV.1 : Vue en plan d'un étage courant.

Figure IV.2 : Diagramme de déformation-contrainte pour le béton [62]

Figure IV.3 : Diagramme de déformation-contrainte pour l'acier [62]

Figure IV.4 : Plancher à corps creux.

Figure IV.5 : Vue en 3D de structure sans interaction sol-structure (ISS).

Figure IV.6 : Spectre de réponse de calcul des quatre types de sols

Figure IV.7 : Vue en 3D de structure avec interaction sol-structure (ISS).

Figure IV.17 : Effort tranchant (sens x) de poteau de rive sans et avec ISS (sol S1).

Figure IV.18 : Effort tranchant (sens x) de poteau de rive sans et avec ISS (sol S2).

Figure IV.19 : Effort tranchant (sens x) de poteau de rive sans et avec ISS (sol S3).

Figure IV.20 : Effort tranchant (sens x) de poteau de rive sans et avec ISS (sol S4).

Figure IV.21 : Effort tranchant (sens Y) de poteau de rive sans et avec ISS (sol S1).

Figure IV.22 : Effort tranchant (sens Y) de poteau de rive sans et avec ISS (sol S2).

Figure IV.23 : Effort tranchant (sens Y) de poteau de rive sans et avec ISS (sol S3).

Figure IV.24 : Effort tranchant (sens Y) de poteau de rive sans et avec ISS (sol S3).

Figure IV.25 : Variation de effort tranchant à la base en fonction du sol avec et sans ISS

Figure IV.26 : Moment (sens x) de poteau de rive sans et avec ISS (sol S1).

Figure IV.27 : Moment (sens x) de poteau de rive sans et avec ISS (sol S2).

Figure IV.28 : Moment (sens x) de poteau de rive sans et avec ISS (sol S3).

Figure IV.29 : Moment (sens x) de poteau de rive sans et avec ISS (sol S4).

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau I. 1. Historique de la sismicité en Algérie [9].

Chapitre III

Tableaux III. 1 : Coefficient d'amortissement et de raideur.

Tableau III.2 : Formules de Deleuze [44].

Tableau III.3 : Coefficients de transmittance de Deleuze

Tableau III.4 : Valeurs de ξ (%)

Chapitre IV

Tableau IV.1 représente les caractéristiques géométriques de bâtiment étudié.centrée.

Tableau IV.2 : Caractéristiques de béton.

Tableau IV.3 : Caractéristiques d'acier

Tableau IV.4 : Charge permanent et d'exploitation.

Tableau IV.5 : Paramètres de calcul

Tableau IV.6 : Loi de raideurs (NEWMARK).

Tableau IV.7 : Caractéristiques des différentes catégories de types des sols.

Tableau IV.8 : Rigidité de ressorts du sol.

Tableau IV.9 : Déplacements [cm] sans ISS de poteau de rive pour les quatre types de sol (sens X).

Tableau IV.10 : Déplacements [cm] avec ISS de poteau de rive pour les quatre types de sol (sens X)

Tableau IV.11 : Déplacements [cm] sans ISS de poteau de rive pour les quatre types de sol (sens Y).

Tableau IV.12 : Déplacements [cm] avec ISS de poteau de rive pour les quatre types de sol (sens Y).

Tableau IV.13 : Comparaison des résultats des déplacements maximal [cm] sans et avec ISS (sens y)

Tableau IV.14 : Comparaison des résultats des déplacements maximal [cm] sans et avec ISS (sens x)

Tableau IV.15 : Les efforts tranchants [KN] sans ISS de poteau de rive pour les quatre types de sol (Sens X).

Tableau IV.16 : Les efforts tranchants [KN] avec ISS de poteau de rive pour les quatre types de sol (Sens X).

Tableau IV.17 : Les efforts tranchants [KN] sans ISS de poteau de rive pour les quatre types de sol (Sens Y).

Tableau IV.18 : Les efforts tranchants [KN] avec ISS de poteau de rive pour les quatre types de sol (Sens Y).

Tableau IV.19 : Effort tranchant à la base de la structure avec et sans ISS.

Tableau IV.20 : Les moments [KN.m] avec ISS de poteau de rive pour les quatre types de sol (Sens X).

Tableau IV.21 : Les moments [KN.m] sans ISS de poteau de rive pour les quatre types de sol (Sens X).

TABLE DES NOTATIONS

- **A** : Coefficient d'accélération de zone.
- **A** : Aire de la fondation.
- **E** : Module de Young.
- E_p : Module pressiométrique.
- **f** : Fréquence du mode de vibration fondamental.
- **G** : Module de cisaillement dynamique du sol.
- **K_h** : Raideur horizontal.
- **K_v** : **Raideur** vertical.
- **K_φ** : Raideur de basculement.
- **M** : Matrices de masse.
- **K** : Rigidité.
- (.) : La dérivée par rapport au temps.
- **P** : Les ondes primaire.
- **S** : Les ondes secondaire.
- **R** : les Ondes de Rayleigh.
- **L** : Les ondes de Love.
- **Q** : Facteur de qualité.
- q_u : Contrainte ultime.
- **R** : Le coefficient de comportement.
- **R** : Rayon de la fondation circulaire.
- **R₀** : Rayon du cercle équivalent d'une fondation circulaire.
- **T1, T2** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.
- \ddot{u} : Accélération.
- \dot{u} : Vitesse.
- u : Déplacement.
- **V_s** : Vitesse des ondes sismiques de cisaillement.
- ξ : Pourcentage d'amortissement critique.
- $\beta_z; \beta_x \text{ et } \beta_\phi$:
- η : Correction d'amortissement.

- ν : Coefficient de poisson.
- ρ : Masse volumique du sol.
- f_v : Transmittance verticale.
- f_h : Transmittance horizontale.
- f_r : Transmittance en rotation.
- γ_b : Masse volumique du béton.
- ϵ_{be} : Déformation limite élastique.
- ϵ_{bu} : Déformation ultime du béton.
- ϵ_{se} : Déformation limite élastique de l'acier.
- ϵ_{su} : Déformation ultime de l'acier.
- Q_f : le vecteur de charge.
- $[M]$: matrices de masse.
- $[C]$: matrices d'amortissement.
- $[K]$: matrices de rigidité du système.
- **RPA 99V2003** : Règles Parasismiques Algériennes 99 Version 2003.
- **ISS** : Interaction sol-structure.
- **IC** : Interaction cinématique.
- **II** : Interaction inertielle.
- **MSK** : Echelle de Medvedev-Sponheuer-Karnik.
- **BAEL** : Béton Armé Etat limite
- **R+3** : Réez-de chaussée plus 3 étages.

INTRODUCTION GÉNÉRALE

En monde, Les tremblements de terre sont parmi les événements les plus dangereux que le monde ait connus au cours des 300 dernières années.

Il attire fortement l'attention sur les tremblements de terre récents en Asie et en Afrique du Nord, L'incidence des tremblements de terre d'une magnitude de 8,0 est légèrement plus élevée depuis 2004 (à un rythme d'environ 1,2 à 1,4 tremblements de terre par an). Les tremblements de terre frappent durement la Chine, l'Indonésie, l'Iran, la Turquie et le Japon.

Quant à la Chine, l'Iran et la Turquie, ils font partie des pays au monde qui enregistrent les tremblements de terre les plus catastrophiques.

Le monde dans son ensemble a prêté attention aux grandes pertes humaines et matérielles causées par les tremblements de terre Ces effets sismiques nous obligent à résoudre des problèmes ou à réduire les pertes dans une certaine mesure.

Par conséquent, le génie parasismique doit développer des ouvrages de génie civil et connaître les actions et le comportement du sol lors de séismes.

Nous devons séparer et examiner la structure pour faciliter l'analyse, Dans certains cas, l'interaction sol structure est beaucoup plus importante et peut influencer de manière significative la conception et le dimensionnement de la structure. Une bonne maîtrise du comportement combiné de la structure et du sol améliore sensiblement la conception de la structure, Une mauvaise interprétation de cette interaction peut par contre mener à des solutions structurales inadaptées.

L'interaction sol-structure (ISS) est un concept qui cherche à démontrer qu'une influence réciproque existe entre le comportement du sol et celui de la structure pour une structure reposant sur un sol de fondation. En fonction des caractéristiques de la structure et du mouvement du sol, l'interaction sol-structure (ISS) peut affecter la réponse sismique de la structure.

- Le premier chapitre est consacré aux phénomènes des séismes, zonage du risque sismique et la classification des catégories des sites adaptée par les règlements parasismique algériennes RPA99V2003.

- Le deuxième Chapitre montre l'importance L'aléa sismique et la vulnérabilité sismique aspects cruciaux et L'Évaluation de la Vulnérabilité Sismique La compréhension approfondie à des études géologiques et sismologiques est essentielle arer les régions exposées aux séismes.
- Le troisième chapitre ce chapitre expose de façon sommaire le problème des interactions sol structure (ISS) ainsi que la modélisation de ces interactions compte tenu de la nature du mouvement et des propriétés dynamiques de l'ouvrage et du sol, et l'étude de l'importance de l'impédance des fondations (ISS).
- Le quatrième chapitre présente l'analyse numérique d'une structure en portique en béton armé. L'étude comprend un calcul dynamique en utilisant le logiciel SAP2000, ce qui nous permet de déterminer les déplacements, les efforts tranchants et les moments par la méthode des spectres de réponse. Cela permet, par conséquent, d'évaluer l'effet de l'interaction sol-structure.

Chapitre I
Généralités Sur Les Séisme

I.1. Introduction

Les séismes apparaissent comme une manifestation perceptible de phénomènes qui se poursuivent à l'échelle des temps géologiques. Il est malheureusement certain que les séismes continueront à surprendre l'homme. La seule chose que nous puissions prédire avec certitude c'est que plus nous nous éloignons du dernier tremblement de terre, plus nous sommes proches du suivant.

On conçoit dès lors que, faute de pouvoir-et pour longtemps encore sans doute- prévoir ou empêcher les séismes, on doit s'efforcer d'en limiter les dégâts. Cette démarche commence par la connaissance détaillée de l'action sismique : naissance du séisme, formation et propagation des ondes, représentativité des accélérogrammes et des spectres associés, etc... L'aboutissement étant la construction parasismique [1].

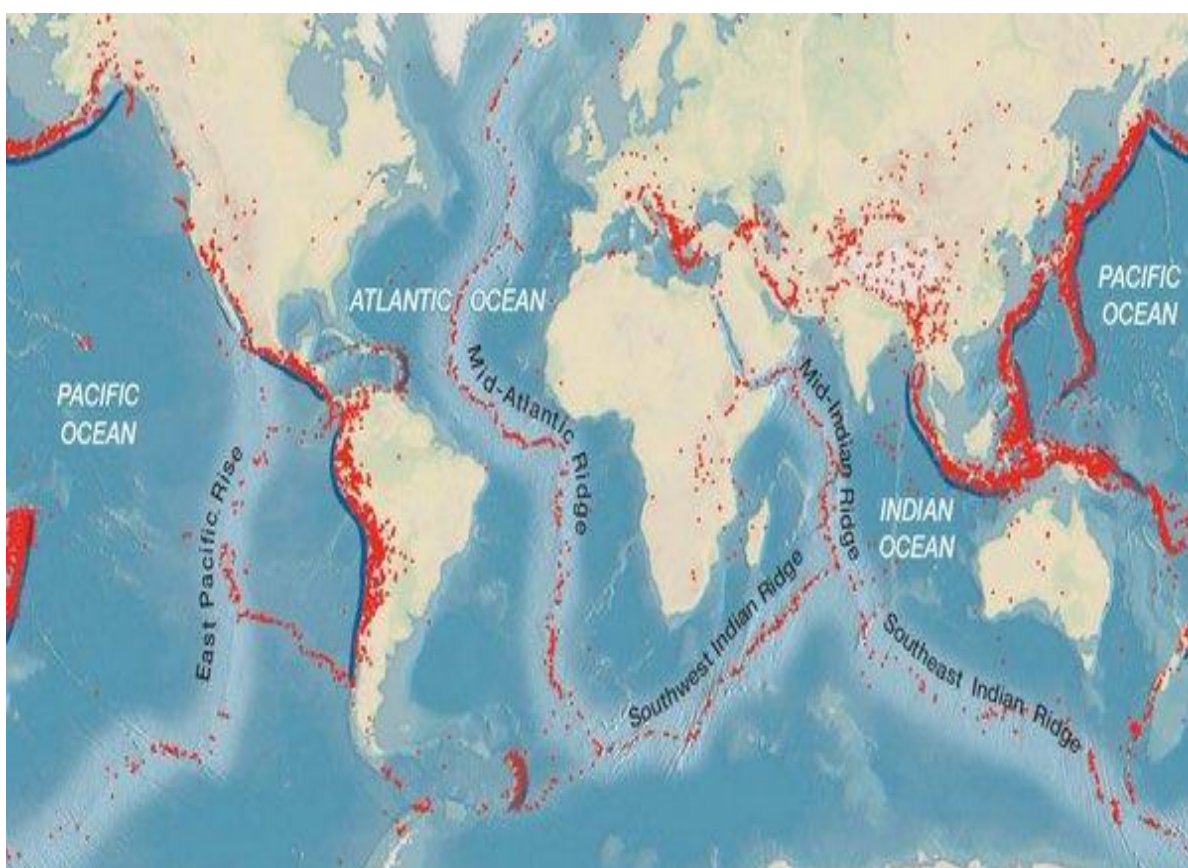


Figure I-1 : sismicité de la terre [1].

I.2 Origine de séisme

Rappelons Un séisme est une rupture des roches de la croûte terrestre, un glissement brutal le long d'une faille sismique consécutif à une accumulation de contraintes au cours du temps. Lors de la rupture, l'énergie accumulée se libère soudainement et se disperse dans toutes les directions de l'espace, sous forme d'ondes. Le passage de ces ondes à la surface est alors ressenti comme des vibrations du sol : c'est le tremblement de terre. C'est ce glissement brutal qui va comprimer (ou dilater) et cisailier les roches environnantes. Ces compressions/cisaillements vont se propager de proche en proche dans les roches. C'est ce que l'on appelle les ondes sismiques. Donc, schématiquement, les failles sismiques sont à l'origine des séismes, qui eux-mêmes engendrent les ondes sismiques.

D'autres causes peuvent générer des séismes. Par exemple, à 50 km au large de Mayotte, de nombreux séismes se produisent depuis 2018. Leur origine est la naissance d'un nouveau volcan au fond de l'océan, à 3500m de profondeur. L'activité humaine peut également entraîner des mouvements sismiques [2].

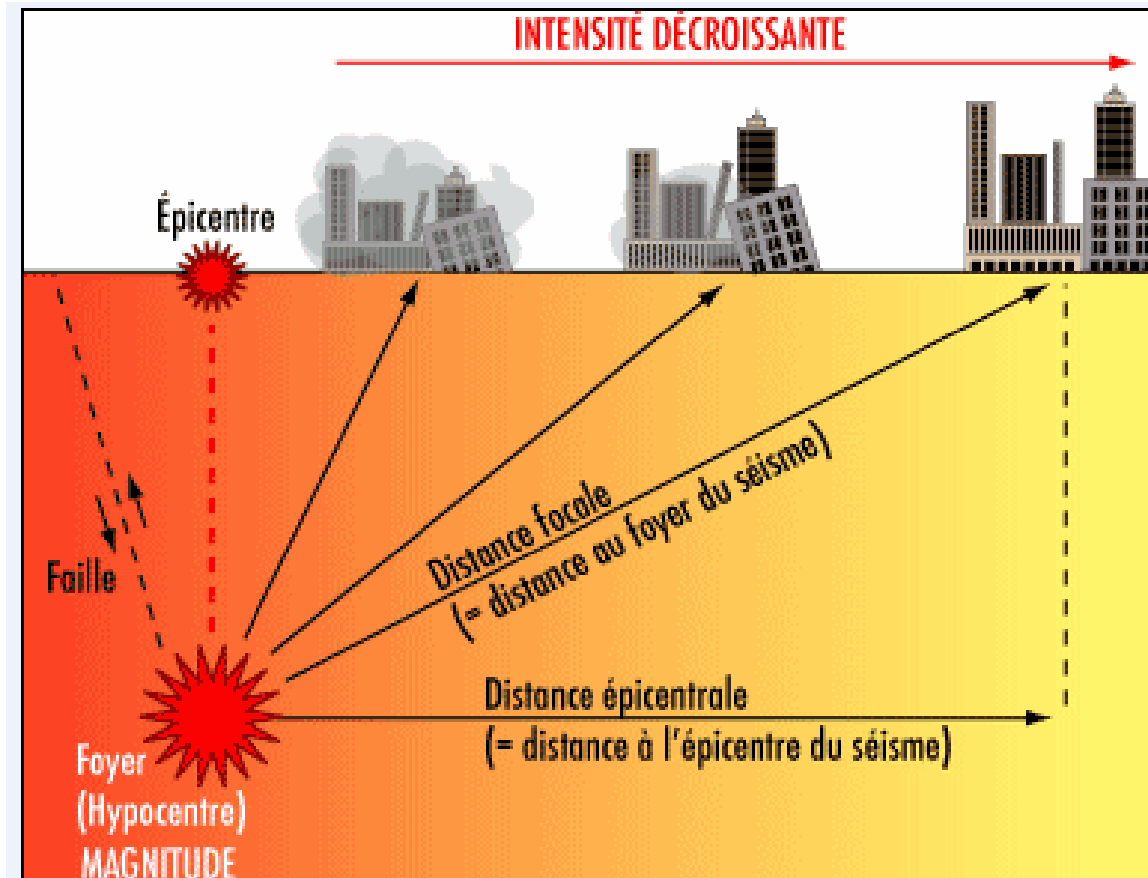


Figure. I.2 : Origine de du séisme [3].

I.3 Les différents types d'ondes sismiques

Les ondes sismiques sont des vibrations qui se propagent de proche en proche dans un matériau. Elles sont générées par un choc initial, par exemple la rupture ou le rejeu d'une faille. Leur vitesse de propagation est proportionnelle à la densité du milieu qu'elles Traversent ; c'est cette propriété qui a notamment permis de déterminer un modèle de structure interne de la Terre (modèle PREM).

I.4 Ondes sismiques

La formation de tremblements de terre focaux centrés sur la terre , les couches de vibration de l'énergie sismique résultante se propagent Les ondes sismiques , pour atteindre même les différentes couches de la terre par où ces ondes passent objets pour toutes les vibrations provoquant l'impact de la surface de la terre sur une zone dans les structures et installations existantes en général, en général, affecté par les propriétés physiques des ondes sismiques, l'énergie qui traverse les roches des strates et structures géologiques à travers elle et le foyer des ondes élastiques émises se trouvent deux principales : les ondes de surface et de corps

I.4.1 Ondes de volume

Les ondes (P) ou ondes primaires sont des ondes de compression (ou longitudinales) : elles compressent puis dilatent successivement le sol, parallèlement à la direction de leur propagation. Ce sont les ondes les plus rapides pouvant atteindre jusqu'à 14km/s. On les enregistre bien sur la composante verticale du sismomètre [5].

Les ondes de volume peuvent traverser la Terre de part en part, et on les nomme selon les couches qu'elles ont traversé (lettre majuscule) et les interfaces sur lesquelles elles se sont réfléchies (lettre minuscule[6].

I.4.2 Ondes de longitudinal

Ce type d'onde se propage en modifiant la taille du milieu qu'elle traverse, provoquant des distorsions de compression .Par conséquent, il est connu dans certaines références scientifiques sous le nom d'ondes de compression. Les ondes longitudinales sont décrites comme les ondes sismiques les plus rapides et la première chose enregistrée par les appareils sismiques, et leur vibration (vibration des particules du milieu) est

avec la direction de leur mouvement, et ce type d'ondes peut passer à travers liquide ou fondu régions des couches terrestres

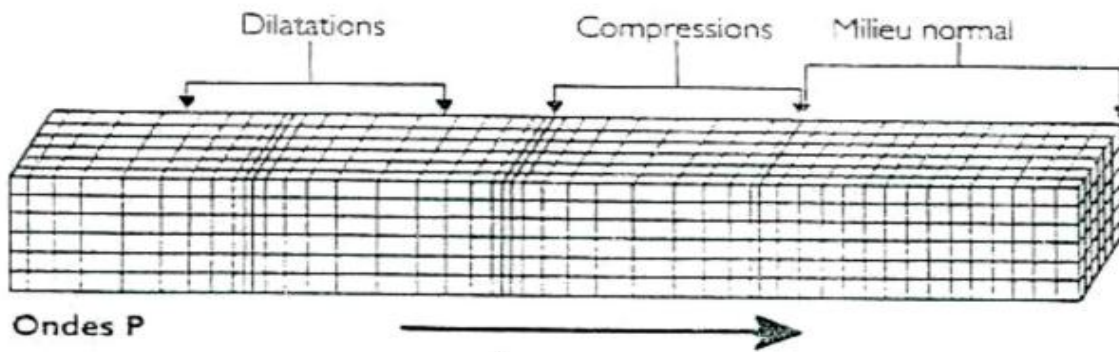


Figure I.3. Ondes P sismiques [3].

I.4.3 Ondes de surface

Elles ont une vitesse de propagation de 1,5 à 5 Km/s dans les terrains compacts ou Rocheux et de 0,5 à 1,5 Km/s dans les terrains meubles. On en distingue deux types : Ondes de Rayleigh qui entraînent de la traction et de la compression ainsi que des cisaillements dans le sol, et les Ondes de Love qui n'engendrent que des contraintes de cisaillement. La figure I.4, schématise la direction de propagation et le mouvement des particules du sol, pour ce type d'ondes [1].

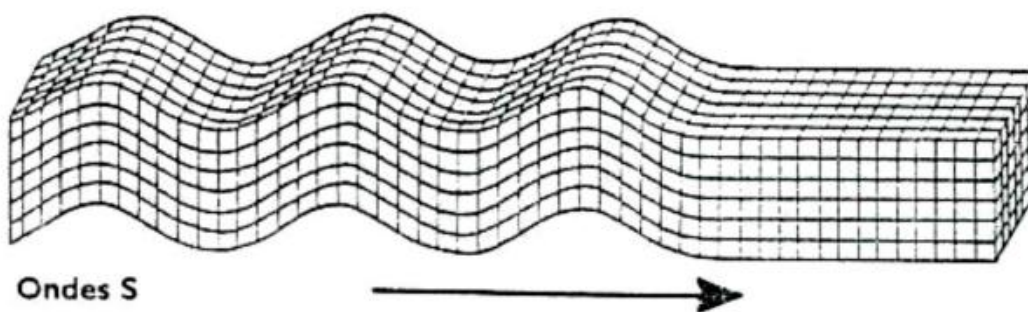


Figure I.4. Ondes S sismiques [3].

I.5 Ondes de Love

Ce sont des ondes de cisaillement qui oscillent dans un plan horizontal. Elles se propagent à des vitesses de l'ordre de 4Km/s. Elles sont enregistrées uniquement sur les composantes horizontales des sismomètres. Elles provoquent un ébranlement horizontal du sol. Elles sont le cause principal des destructions et des dégâts provoqués aux édifices [1].

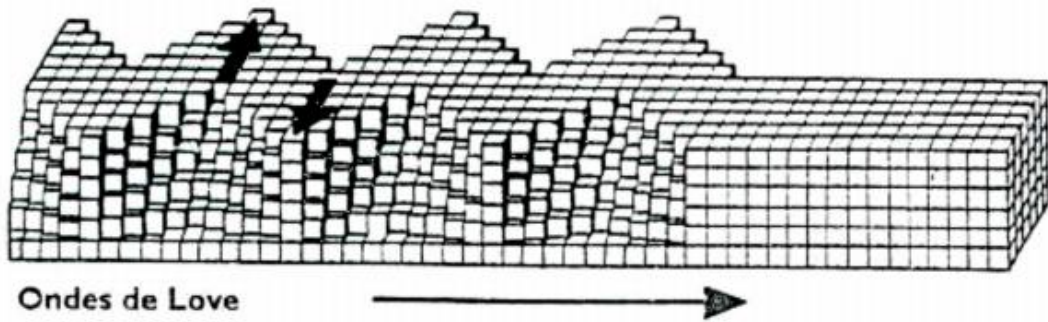


Figure I.5. Ondes de Love sismiques [3].

I.6 Ondes de Rayleigh

Enregistrées sur trois composantes des sismomètres ; ce sont les moins rapides. Elles sont assimilables à des vagues, animées de mouvements elliptiques dans les sens horizontaux et verticaux. Leurs vibrations durent plusieurs minutes.

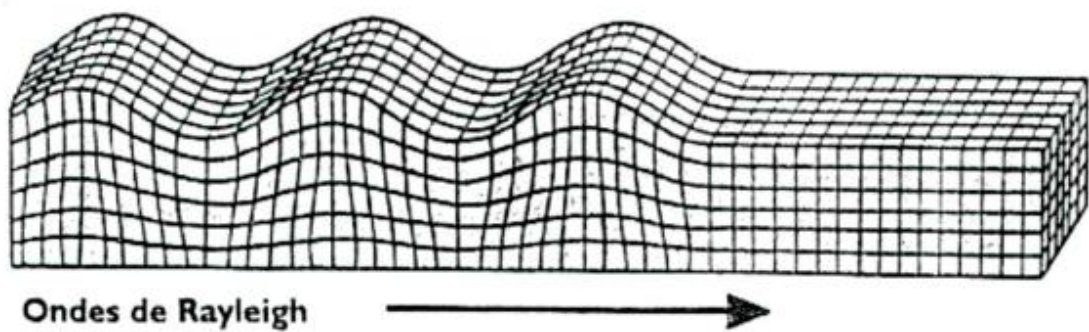


Figure I.6. Ondes sismiques de Rayleigh [3].

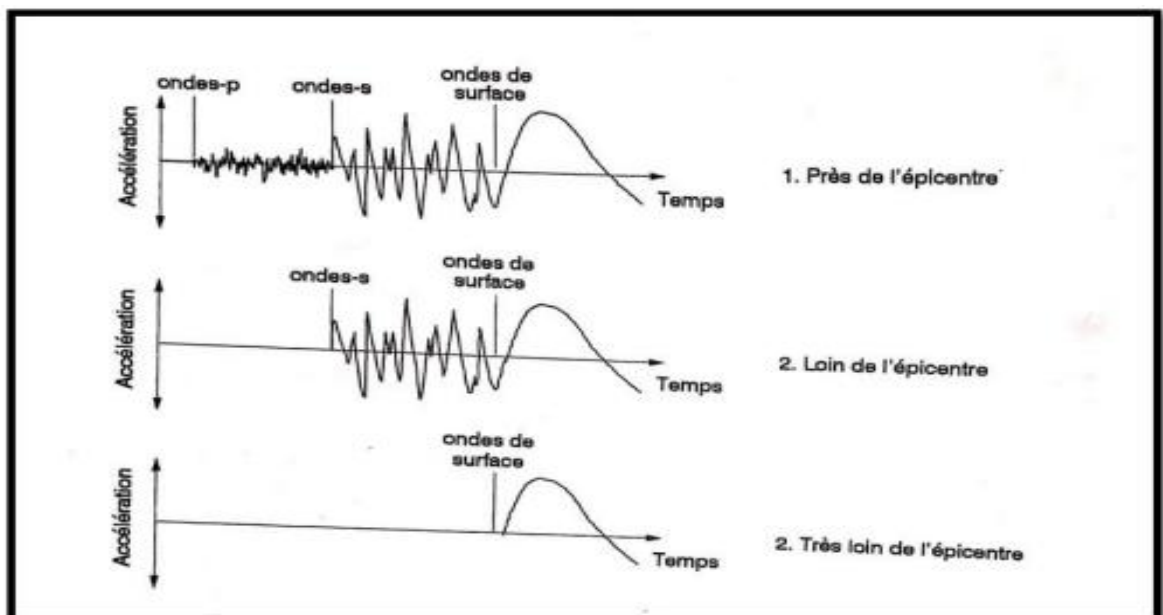


Figure I.7. Accélérogrammes typiques.

I.7 Tectonique des plaques

Le phénomène sismique est principalement lié aux mouvements des plaques tectoniques qui constituent la surface de la terre. On compte six plaques principales et six plaques secondaires qui se déplacent à la surface du manteau asthénosphérique sous l'effet de ses courants. Les mouvements relatifs de ces plaques, d'environ 3 cm par an les conduisent avoir trois types d'interactions : convergence, divergence et transcurrence. La convergence se produit lorsque deux plaques tectoniques se rapprochent. On assiste alors à la création de chaînes de montagnes comme l'Himalaya, qui est le résultat de la confrontation entre la plaque indienne et la plaque eurasiennne (collision), ou à la disparition d'une plaque sous l'autre (subduction). La divergence se produit lorsque deux plaques s'écartent, ce qui engendre la création de dorsales océaniques par remontée et refroidissement de la mante au d'astheno sphère. Enfin, la transcurrence est le glissement horizontal de deux plaques l'une accote de l'autre L'étude statistique des zones sismiques permet de dire que 90% des tremblements de terre se produisent dans les zones de convergence ou de divergence et que les séismes majeurs se produisent dans les zones de subduction comme pour le séisme de Mexico en 1985 [Figure.I.8]. Les 10% restant se produisent le long de failles dans les plaques, ils sont moins fréquents et le mécanisme est encore mal connu (Lago rio, 1990). Il existe trois types de failles de rupture (Filiatrault, 1996) : les failles à glissement latéral (ou faille en décrochement), les failles normales et les failles renversées aussi appelées failles chevauchantes ou failles inverses. Humaines peuvent influencer la distribution des contraintes dans l'écorce terrestre et engendrer des séismes : on parle de séismes induits. Les causes principales sont la mise en eau de réservoir ou de barrages et les activités d'extraction minière. Ces séismes peuvent atteindre des magnitudes de 6 sur l'échelle de Richter (Filiatrault, 1996) [8].

Sour. El Ghouzléne (Aumale)	24.06.1910	X (VIII)
A. El Hassan (Cavaignac)	25.08.1922	IX-X
El Attaf (Carnot)	07.09.1934	IX (VII)
Bejaia	12.02.1960	VIII-IX
Chlef (Orléansville-elasnam)	09.09.1954	X-XI
M'sila	21.02.1960	VIII
M'sila	01.01.1965	VIII
Mansourah	24.11.1973	VII
Chlef	10.10.1980	IX
Constantine	27.10.1985	VIII
El affront	31.10.1988	VIII
Dj. Chenoua	29.10.1989	VII
Mascara	18.08.1994	VIII
Alger	04.09.1996	VII
Ain-Temouchent	22.12.1999	VII
Béni-ouartilane	10.11.2000	VII
Zemmouri	10.11.2000	X
Lâalam (Kherrata)	20.03.2006	VI
Médéa	22.08.2007	VI
Mostaganem	08.08.2007	VI
Touggourt	08.07.2007	VI
éni ilmane(Sétif)	14.05.2010	VI
amous (Tipaza)	10.06.2012	VI



Figure I.9. Bâtiments RC endommagés par les récents séismes Ain Temouchenet 1999 et Boumerdes 2003 [10].

I.9. Distribution mondiale des séismes

Les tremblements de terre se produisent dans les régions actives du point de vue Géologique (zones de subduction), les zones des dorsales océaniques et les régions déformation de chaînes de montagnes. Ils se localisent dans les zones de limite des plaques tectoniques.

Les zones où se produisent fréquemment des séismes sont dites ceintures sismiques. On connaît trois principales ceintures sismiques à la surface de la terre.

I.9.1 .La ceinture curcuma pacifique

C'est la zone qui entoure l'océan pacifique. C'est la plus importante zone sismique à la surface de la Terre et libère plus de 80 % de l'énergie sismique de notre planète. Cette chaîne couvre le Chili, le Pérou, l'Amérique Central, la région des Caraïbes le Mexique, Kamtchatka, le Japon, les Philippines, L'Indonésie, la Nouvelle Zé-

lande.... Cette, zone coïncide avec les zones de subduction et les foyers des séismes peuvent être profonds.

I.9.2.La ceinture Alpo-himalayenne

Elle comprend la bande plissée allant **des** Açores la Birmanie en passant par l'Espagne, le Maroc, l'Algérie, l'Italie, la Turquie, l'Iran, Nord de Inde et l'Himalaya. La majorité des séismes de cette ceinture sont superficiels

I.9.3.La zone des dorsales océaniques

Des séismes sont localisés le long des dorsales océaniques. Ils sont en général imperceptibles étant donné qu'ils se produisent au milieu des océans [11].

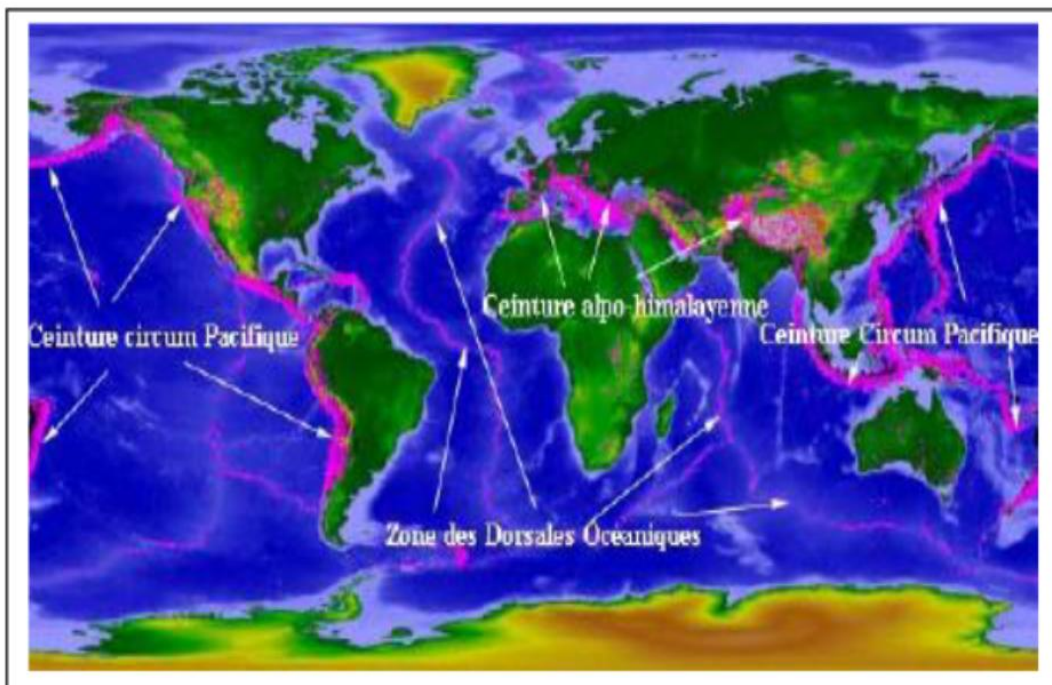


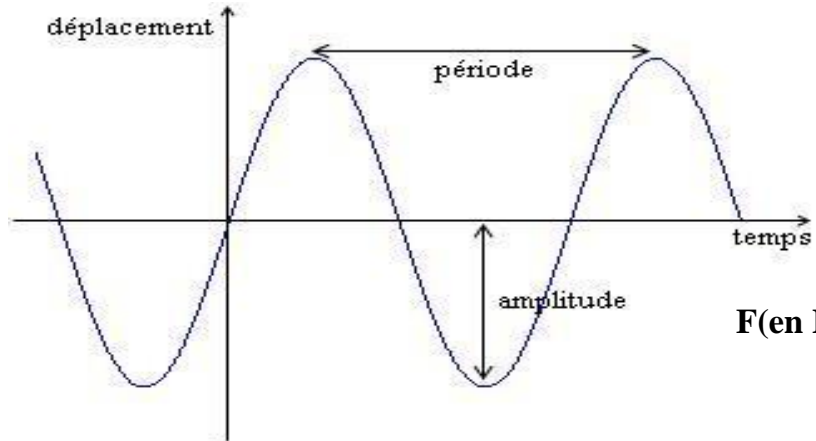
Figure I.10 : Carte de la distribution mondiale des tremblements de Terre [11].

I.10 Mouvement Sismique

La période et l'amplitude caractérisent les phénomènes ondulatoires. Pour les séismes, il peut s'agir de caractériser le déplacement des particules du sol, leur vitesse de déplacement et leur accélération ; les caractéristiques du mouvement ondulatoire dépendent de l'action des ondes sismiques sur les constructions.

- **La période** : c'est la durée d'un cycle d'oscillations, ou bien le nombre de cycles par seconde
- **L'Amplitude** : elle est généralement définie par la valeur du pic d'accélération ;

- **Fréquence** : La fréquence (F en Hz) est l'inverse de la période (T en s) [12].



$$F(\text{en Hz}) = 1 / T(\text{en s})$$

Chapitre II
L'aléa sismique et la vulnérabilité
sismique

II.1 Introduction

Le Depuis plusieurs années, les régions du monde qui ont connu de forts séismes ayant causé de gros dégâts ont mis en place de nombreuses méthodes d'évaluation de la vulnérabilité des ouvrages aux séismes, notamment dans les pays à fort séisme (Italie, États-Unis, Yougoslavie,) [13]. En conséquence, le scientifique a développé et étudié des méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique.

L'évaluation de la vulnérabilité sismique nécessite une évaluation des dommages potentiels à différents types de structures et selon différentes intensités sismiques. Pour estimer les dommages potentiels, nous utilisons des méthodes qui peuvent être classées soit selon que nous évaluons la vulnérabilité d'un bâtiment ou d'un groupe de bâtiments (échelle d'analyse) ou selon des méthodes d'analyse probabilistes ou déterministes, ces classifications sont plus détaillées dans ce chapitre [14].

II.2 Notions de Base

II.2.1 Notion du risque :

Un risque est la conséquence d'un événement d'une certaine ampleur ayant une certaine probabilité de se produire (aléa). Il peut être d'origine naturelle ou humaine.

Les effets peuvent mettre en péril un grand nombre de personnes, occasionner des dégâts importants et dépasser les capacités de réaction des instances directement concernées. Le passage de l'aléa au risque suppose la prise en compte de la vulnérabilité des enjeux soumis à cet aléa Il est important de définir les termes principaux que nous utilisons tel que les notions d'aléa et de vulnérabilité sismiques aléa, vulnérabilité, risque sismique [15].

II.2.2 Risque Sismique

La communication entre les personnes de cultures différentes constitue aujourd'hui un problème crucial. Le même mot peut avoir plusieurs significations selon l'éducation la formation, la discipline et la culture, ainsi l'Aléa Sismique est un tremblement de terre destructif, qui peut causer des pertes de vies humaines ou des blessures, des dégâts matériels, ruptures sociale et économique ou dégradation environnementale.

L'aléa sismique est pris comme la "force de la nature" ou "des forces externes" produites par le tremblement de terre. Chaque aléa sismique est caractérisé par son endroit, intensité et probabilité (chance) D'occurrence. Selon le degré de vulnérabilité de la construction, un tremblement de terre peut ou ne peut pas causer la perte de vies humaines et la destruction ou endommagement de la propriété. Ceci nous ramène à la vulnérabilité Sismique et qui se définit par un ensemble de conditions et de pratique résultant de facteurs physiques, sociaux, économiques et environnementaux. Se préserver c'est augmenter la susceptibilité d'une communauté aux effets du risque sismique en exemple le risque de tremblement de terre (Sismique) est l'ensemble des pertes (des vies, de dommages, de propriété, d'activité économique abrupte ou d'environnement endommagé) attendues et résultant des interactions entre l'aléa sismique (le tremblement de terre) et les conditions de vulnérabilité. Par convention, le risque est exprimé par la convolution suivante : L'élément à Risque et l'élément exposé et dont la vulnérabilité est considérée, il peut être la population, les constructions, l'environnement, etc.

La population peut être aussi divisée en plusieurs éléments à risque : enfants, personnes âgées, malades, femmes, personnes à besoins spéciaux, [16].

II.2.3 L'aléa sismique

Est un terme utilisé pour décrire le niveau de risque sismique dans une région donnée. Il fait référence à la probabilité qu'un séisme se produise dans cette région et à l'intensité attendue du séisme en cas de survenue. Voici quelques points clés à retenir concernant l'aléa sismique :

1. **Compréhension de l'aléa sismique** : L'aléa sismique est déterminé en étudiant l'activité sismique passée dans une région, en analysant la tectonique des plaques et en effectuant des études géologiques. Il s'agit d'une évaluation de la probabilité des séismes futurs et de leur intensité potentielle.
2. **Échelle de Richter** : L'intensité d'un séisme est souvent mesurée à l'aide de l'échelle de Richter. Plus le chiffre sur cette échelle est élevé, plus le séisme est puissant. Les régions à haut risque sismique ont tendance à avoir des chiffres plus élevés sur l'échelle de Richter.

3. **Zones à risque sismique** : Certaines régions du monde sont plus exposées aux séismes en raison de leur emplacement près de limites de plaques tectoniques. Par exemple, la "ceinture de feu du Pacifique" est une zone à haut risque sismique où de nombreux séismes et éruptions volcaniques se produisent.
4. **Conception parasismique** : Dans les régions à haut risque sismique, les normes de construction imposent souvent des mesures parasismiques pour renforcer les bâtiments et les infrastructures afin de minimiser les dégâts en cas de séisme.
5. **Préparation aux séismes** : Les gouvernements et les organisations encouragent la préparation aux séismes en élaborant des plans d'urgence, en organisant des exercices d'évacuation et en sensibilisant la population aux comportements à adopter pendant un séisme, tels que se mettre à l'abri sous une table solide.
6. **Surveillance sismique** : Les réseaux de surveillance sismique sont en place dans de nombreuses régions pour détecter les tremblements de terre en temps réel. Ces réseaux aident à fournir des alertes précoces en cas de séisme.

Il est important de noter que l'aléa sismique peut varier considérablement d'une région à l'autre, et il est essentiel de prendre en compte ces facteurs dans la planification urbaine et la construction pour minimiser les risques liés aux séismes.

II.2.4 L'aléa sismique en Algérie

L'évaluation de l'aléa sismique et du risque de catastrophes en Algérie est une question importante du point de vue scientifique et politique. L'aléa sismique étant relativement important en Algérie car lié à des magnitudes fortes à modérées, la vulnérabilité peut être élevée et la gestion intégrée des risques devient de ce fait un objectif décisif", a indiqué le directeur de recherche à l'Institut de physique du Globe de Strasbourg (France), Mustapha Meghraoui, lors de la rencontre nationale sur la gestion des risques de catastrophes. Il a affirmé que "le zonage sismique et l'évaluation de l'aléa sismique tels qu'adoptés dans la conception parasismique actuelle comporte des lacunes et le risque sismique demeure élevé. Il a indiqué que l'Atlas tellien en Algérie, qui fait partie de la frontière de plaques en Méditerranée occidentale, "est une des régions les plus actives sismiquement", rappelant les séismes dévastateurs tels que ceux d'Alger (1716, 20.000 morts), d'Oran (1790, 3.000 morts), ou Blida (1825, 7.000 morts). Durant les 60 dernières années, pas moins d'une quinzaine de séismes domma-

geables ont frappé l'Algérie : El Asnam (1954, 6.7 degrés, 1.243 morts et 1980, 7.2 degrés, 2.633 morts), Boumerdes (2003, 6.8 degrés, 2.278 morts) [17].

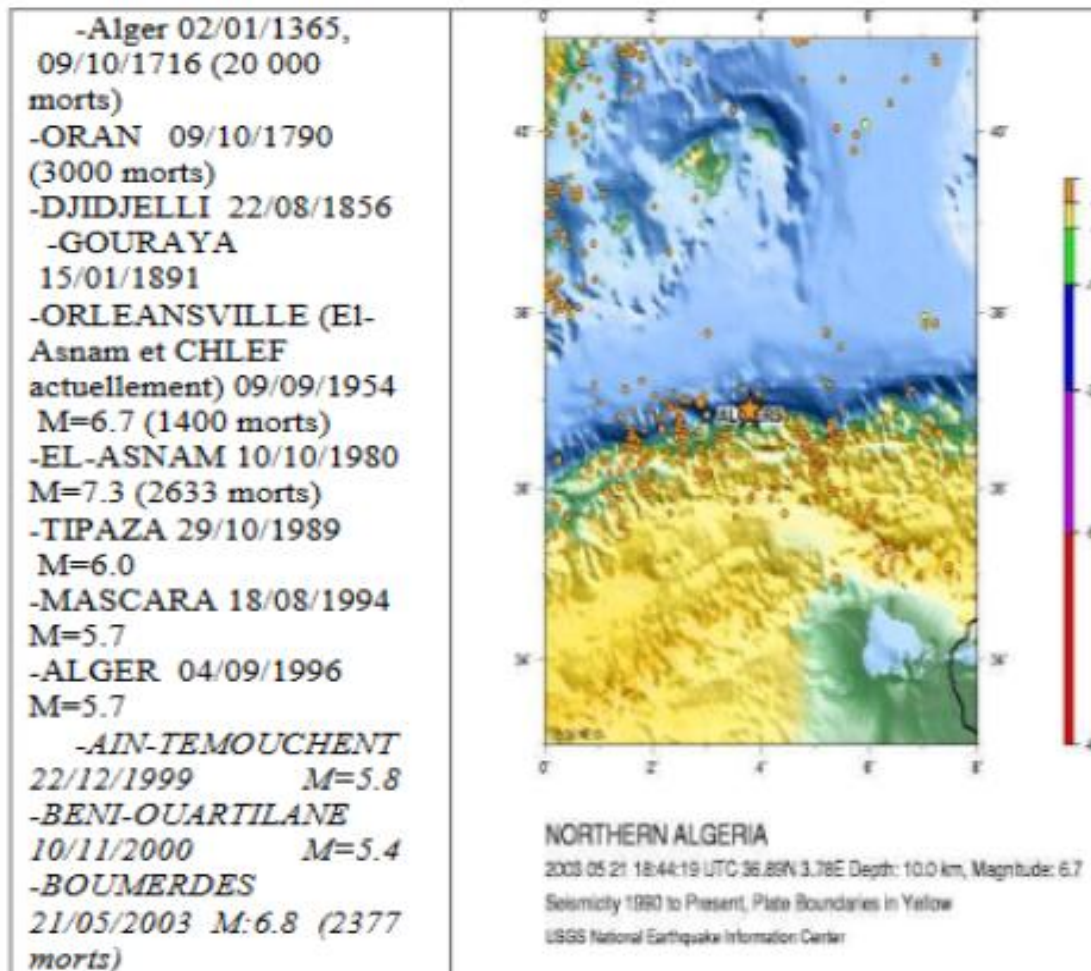


Figure II .01 Liste des séismes historiques en Algérie [16].

II.2.5 Vulnérabilité Sismique

La vulnérabilité du bâtiment peut être prise en compte de plusieurs façons et à plusieurs échelles, tout en fonction de l'objectif recherché. Il existe donc plusieurs définitions de la vulnérabilité en risques naturels.

La vulnérabilité représente la fragilité d'un type d'enjeu (population, bâtiments, etc.) par rapport à un phénomène naturel d'une ampleur donnée. Différents types de

vulnérabilité peuvent être distingués : la vulnérabilité structurelle des ouvrages ou des bâtiments, liée à leur conception et réalisation ; la vulnérabilité systémique, concernant un ensemble d'enjeux organisés en systèmes comme les infrastructures (réseaux routiers, de télécommunications...) et les centres de secours (hôpitaux, casernes...) ; la vulnérabilité individuelle, exprimant le niveau de développement d'une culture du risque chez les individus, etc.

En risque sismique, elle fait référence à la plus ou moins grande capacité d'un bâtiment à résister à l'agression pendant ou après un évènement. La ville de Nice possède un bâti dense de formes et matériaux variés. Ce sont ceux-ci qui vont influencer sur la vulnérabilité structurelle. La vulnérabilité n'est pas intrinsèque, elle correspond forcément à un aléa.

Elle dépend donc des éléments exposés et de leur résistance. Elle est caractéristique d'un site à un moment donné. Ainsi, elle est modulable et évolutive en fonction de l'activité humaine [18].

La vulnérabilité d'un système, décrit son degré d'endommagement pour différents évènements.

Cette vulnérabilité dépend des caractéristiques physiques et géométriques des ouvrages. Le terme « vulnérabilité sismique » est utilisé pour exprimer les différences de réaction des bâtiments, voir des ouvrages de génie civil, aux secousses sismiques. Si deux groupes d'ouvrages sont soumis exactement à la même secousse sismique et que l'un d'entre eux se comporte mieux que l'autre, alors on dira que les ouvrages qui ont été le moins endommagés avaient une vulnérabilité plus faible au tremblement de terre que ceux qui ont été plus endommagés [19].

La « vulnérabilité sismique » d'une structure représente le comportement intrinsèque de cette dernière vis-à-vis de la probabilité d'occurrence d'un séisme. Mathématiquement, la vulnérabilité d'une construction est définie comme le rapport du coût des dommages attendus pour un séisme d'une intensité donnée au coût de la construction, exprimé en pourcentage. On retrouve dans la littérature d'autres définitions de la vulnérabilité, comme celle que donne Calgaro [20], lorsqu'il la définit comme étant le produit d'un aléa (probabilité de l'évènement) par le montant des dommages qu'il provoque".

$$V = P \text{ aléa } \times C \text{ dommage}$$

La vulnérabilité s'exprime généralement en unité monétaire ou parfois en degré de Dommages. Elle prend en compte la densité de population, la présence ou non de bâtiments calculés aux normes antisismiques, la vétusté des bâtiments, les pertes économiques probables.

Dans le document de travail du programme national de fiabilité des infrastructures essentielles du gouvernement du Canada, on définit la vulnérabilité comme : "une caractéristique d'un élément de la conception, de la mise en œuvre ou du fonctionnement des infrastructures essentielles qui la rend susceptible d'être détruite ou perturbée par une menace. La vulnérabilité est synonyme de faiblesse" [21].

II.3 Rôle de l'étude de la vulnérabilité dans la prévention du risque sismique

L'estimation des pertes encourues suite à un séisme, allant de l'interruption du Service aux pertes en vie humaines, est un champ d'expertise en plein développement. Il s'agit d'une préoccupation importante pour les régions du monde où la probabilité d'occurrence de séisme de forte intensité est beaucoup plus élevée qu'ailleurs, mais aussi pour les régions moins sensibles mais densément peuplées. La connaissance du risque sismique permet de mettre en place des mesures de mitigation pour diminuer les dommages potentiels tout en considérant la variable économique de l'équation.

Ces mesures de mitigation portent essentiellement sur la prévention contre les effets d'un possible désastre sismique. La prévention a pour objectif de réduire le risque sismique, et d'empêcher un impact négatif qu'aurait un tremblement de terre sur le développement économique.

L'étude de la vulnérabilité sismique des bâtiments existants et des ponts, joue un Rôle important dans la connaissance du risque sismique, lui-même primordiale quant à L'établissement d'un plan d'urgence. La prévention du risque sismique peut être faite efficacement par [22].

II.4 La Prédiction des Séismes

II.4.1 Des méthodes classiques inadaptées

Nous avons déjà rejeté l'idée d'utiliser la modélisation par des séries temporelles. Cependant, il est également important de noter que l'étude des données sismiques historiques ne peut pas être abordée efficacement en utilisant des méthodes classiques

d'apprentissage machine, telles que la régression, par exemple. Il est essentiel de se rappeler que nos observations sont représentées sous forme de vecteurs, comprenant les données suivantes : (Date, latitude, longitude, magnitude). Chaque observation correspond à un séisme spécifique. Étant donné que l'historique des données ne contient pas d'informations sur l'absence de séismes, il n'est pas possible d'effectuer une régression pour prédire le nombre de futurs événements. De plus, prédire la magnitude des séismes futurs en fonction de la date et de la localisation serait une interpolation des données, ce qui pourrait entraîner une surestimation de l'activité sismique dans des zones peu sujettes aux séismes.

Une alternative serait de transformer nos données et notre problème en agrégeant le nombre de séismes par période et par région, mais cela reviendrait essentiellement à traiter les données comme des séries temporelles.

Il est important de souligner que nous ne faisons pas face à un problème à haute dimension. Aucune sélection de variables n'est nécessaire, car toutes les variables peuvent potentiellement expliquer l'occurrence des séismes, comme nous l'avons observé lors de notre analyse descriptive. En l'absence de covariables supplémentaires pouvant expliquer le phénomène (par exemple, la nature du sol), il est nécessaire d'utiliser des modèles capables de capturer une structure spécifique à l'activité sismique.

Le support couramment utilisé pour l'étude des séismes est celui des processus ponctuels, parmi lesquels le modèle ETAS se démarque.

II.4.2 Le modèle ETAS

Le modèle de séquence d'après-coup de type épidémique (ETAS), comme indiqué dans 1 a émergé en tant que modèle de référence au cours des dernières années pour étudier les phénomènes sismiques. Il s'agit d'un processus de Poisson caractérisé par son intensité conditionnelle par rapport à l'historique des séismes. Dans cette analyse, nous nous concentrons sur la version la plus complète de l'ETAS, où le processus varie dans le temps et dans l'espace. L'idée fondamentale du modèle est que les séismes sont le résultat de deux phénomènes : une sismicité stationnaire qui dépend de l'emplacement, supposée refléter la géologie et la topographie du site, et un risque de réplique qui est influencé par l'apparition de séismes précédents à proximité dans le temps et dans l'espace. L'estimation de ce modèle implique d'approximer l'intensité conditionnelle par le biais de la méthode de maximum de vraisemblance.

Des packages R tels que le package ETAS permettent de calibrer un modèle ETAS en utilisant des données historiques.

Notre méthode de prédiction Nous utilisons la méthode suivante pour prédire les séismes : pour une zone géographique donnée, nous divisons le catalogue en deux périodes distinctes, l'une utilisée pour l'entraînement (c'est-à-dire pour estimer les paramètres) et l'autre réservée aux tests de nos prévisions, couvrant une période future.

Nous évaluons deux types de risques : le risque global sur de longues périodes de prévision et le risque de réplique sur de courtes périodes. Le modèle ETAS sera appliqué à toutes ces prédictions.

Il est à noter que notre intérêt se porte exclusivement sur les séismes d'une magnitude égale ou supérieure à 5.0. Nous considérons que c'est un bon compromis entre la disponibilité de données suffisantes (en rappelant que le nombre de séismes diminue de manière exponentielle avec la magnitude) et la capacité à effectuer des prévisions utiles. En outre, l'établissement d'un seuil minimal aide à atténuer les effets de l'incomplétude des données. Il est important de rappeler que par le passé, dans certaines régions inhabitées du monde, il était probablement impossible de détecter tous les séismes.

II.4.3 L'Évaluation de la Vulnérabilité Sismique des Constructions

Est une discipline importante dans le domaine de l'ingénierie civile et de la gestion des risques sismiques. Cette évaluation vise à déterminer la résistance des bâtiments et des infrastructures aux séismes et à évaluer leur niveau de vulnérabilité en cas de tremblement de terre. Le monde de l'expérience joue un rôle crucial dans cette évaluation.

Voici quelques points clés à retenir :

1. **L'importance de l'évaluation de la vulnérabilité sismique** : Les séismes peuvent causer d'importants dégâts aux bâtiments et aux infrastructures, mettant en danger la vie des occupants et entraînant des pertes économiques considérables. L'évaluation de la vulnérabilité sismique vise à minimiser ces risques en identifiant les faiblesses structurelles et en recommandant des mesures d'amélioration.
2. **Les étapes de l'évaluation** : L'évaluation de la vulnérabilité sismique des constructions comprend plusieurs étapes, notamment l'inspection visuelle des bâtiments, l'analyse structurale, la modélisation sismique et la simulation des effets

des séismes sur les structures. Les ingénieurs utilisent des données sismiques historiques et des données géotechniques pour effectuer ces évaluations.

3. **Les critères d'évaluation** : Les ingénieurs utilisent des critères de performance pour évaluer la vulnérabilité sismique. Ces critères déterminent si une structure est susceptible de subir des dommages mineurs, des dommages majeurs, ou même un effondrement en cas de séisme. Les résultats de l'évaluation aident à hiérarchiser les interventions de renforcement.
4. **Le rôle de l'expérience** : Les ingénieurs et les chercheurs s'appuient sur les données et l'expérience accumulées au fil du temps pour améliorer les modèles de vulnérabilité sismique et les méthodes d'évaluation. Cela inclut l'analyse des dommages causés par des séismes passés et l'utilisation de ces données pour affiner les prévisions futures.
5. **Amélioration de la résilience** : Sur la base des résultats de l'évaluation de la vulnérabilité sismique, des mesures de renforcement et de réparation peuvent être mises en œuvre pour améliorer la résilience des structures aux séismes. Cela contribue à réduire les pertes en cas de catastrophe sismique.

En résumé, l'évaluation de la vulnérabilité sismique des constructions est essentielle pour minimiser les risques liés aux séismes et pour assurer la sécurité des bâtiments et des infrastructures. Elle repose sur l'expérience, la recherche et l'application de techniques d'ingénierie avancées pour améliorer la résilience aux tremblements de terre.

II.5 Expérience Algérienne Dans L'évaluation De La Vulnérabilité Sismique Des Constructions

L'expérience algérienne dans l'évaluation de la vulnérabilité sismique des constructions est particulièrement importante en raison de la position géographique de l'Algérie, qui se trouve dans une région sismiquement active. Voici quelques informations sur l'expérience algérienne dans ce domaine :

1. **Contexte sismique** : L'Algérie est située sur la plaque tectonique africaine, ce qui la rend sujette aux activités sismiques. Le pays a connu plusieurs séismes dévastateurs au cours de son histoire, notamment le séisme de Boumerdès en 2003, qui a eu des conséquences majeures sur les infrastructures et les bâtiments.

2. **Recherche sismique** : L'Algérie a investi dans la recherche sismique et la surveillance des séismes. Le Centre de Recherche en Astronomie, Astrophysique et Géophysique (CRAAG) joue un rôle essentiel dans la surveillance sismique et la collecte de données sur les séismes en Algérie. Ces données sont cruciales pour comprendre la sismicité locale et régionale.
3. **Normes de construction parasismique** : L'Algérie a mis en place des normes de construction parasismique strictes pour garantir que les nouvelles constructions soient conçues pour résister aux séismes. Ces normes sont régulièrement mises à jour pour refléter les dernières avancées en matière de génie parasismique.
4. **Évaluation de la vulnérabilité sismique** : L'Algérie mène des évaluations de la vulnérabilité sismique des bâtiments existants pour déterminer leur niveau de résistance aux séismes. Ces évaluations sont cruciales pour identifier les structures à risque élevé et prendre des mesures de renforcement si nécessaire.
5. **Formation et sensibilisation** : Le gouvernement algérien et des organisations locales mènent des campagnes de sensibilisation pour informer la population sur les risques sismiques et les mesures de sécurité à prendre en cas de séisme. Des programmes de formation sont également disponibles pour les ingénieurs et les professionnels du bâtiment afin de les sensibiliser aux normes parasismiques.
6. **Collaboration internationale** : L'Algérie collabore avec d'autres pays et organisations internationales dans le domaine de la gestion des risques sismiques. Cette coopération permet de bénéficier de l'expérience et des connaissances internationales en matière de prévention des séismes.

Dans l'ensemble, l'Algérie accorde une grande importance à la gestion des risques sismiques en raison de son exposition aux séismes. L'expérience algérienne dans l'évaluation de la vulnérabilité sismique des constructions s'appuie sur la recherche, les normes de construction rigoureuses et la sensibilisation du public pour minimiser les risques liés aux séismes et assurer la sécurité des habitants.

II.6 Méthodologies d'évaluation de la vulnérabilité du Béton Armé dans les ouvrages de soutènement

La vulnérabilité du béton armé dans les ouvrages de soutènement est un sujet crucial dans le domaine de l'ingénierie civile. Pour assurer la sécurité et la durabilité de ces structures essentielles, il est essentiel de développer des méthodologies d'évaluation efficaces. Ces méthodologies englobent un large éventail de facteurs, notamment la corrosion, les charges environnementales et les contraintes mécaniques. De plus, elles intègrent des techniques d'inspection avancées, telles que l'utilisation de capteurs et de modèles de simulation, pour surveiller l'état de la structure en temps réel. À travers des études de cas et des analyses approfondies, ces méthodes permettent de déterminer la vulnérabilité potentielle, d'anticiper les défaillances éventuelles et de proposer des solutions visant à renforcer la résilience des ouvrages de soutènement en béton armé.

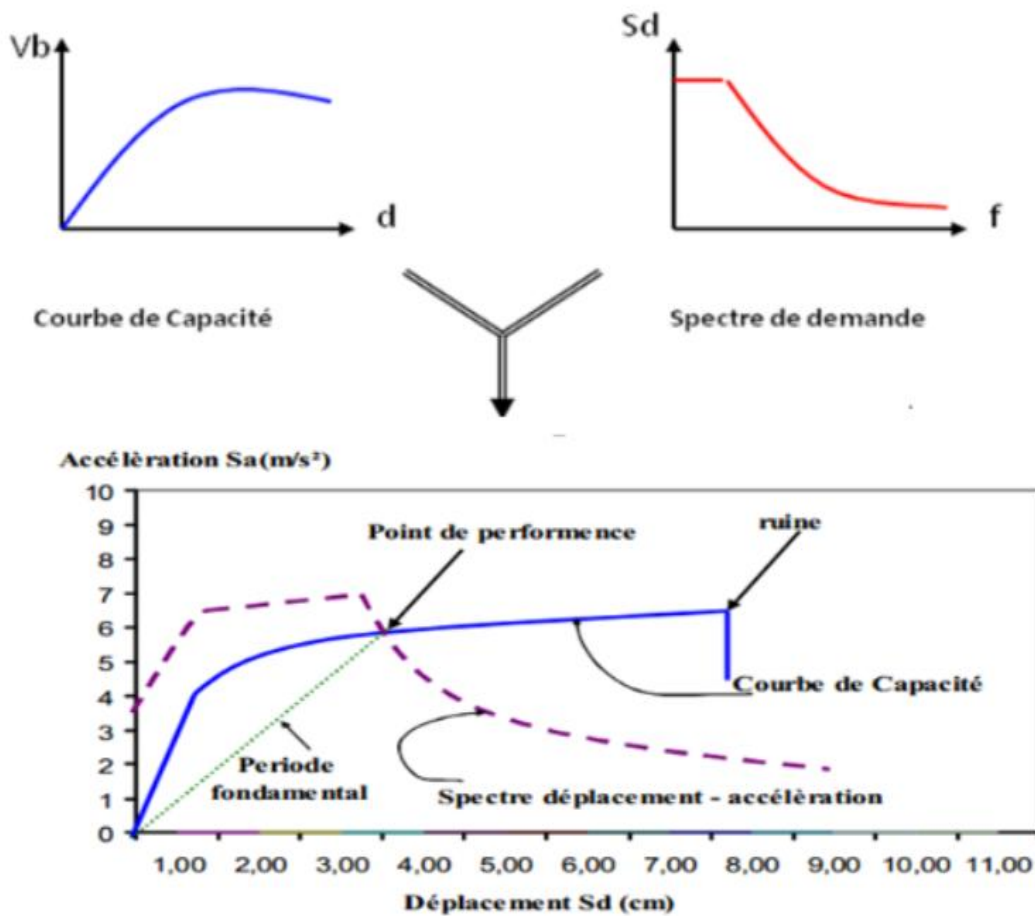


Figure II.2 : Méthodologies d'évaluation de la vulnérabilité du Béton Armé dans les ouvrages de soutènement [23]

II.7 La courbe de capacité

La sollicitation latérale due à la sollicitation sismique entraîne un déplacement à son sommet (u_t) et une réaction d'effort à sa base (V_b). Dans le cadre de cette étude, nous retiendrons les hypothèses généralement acceptées. La première de ces hypothèses concerne la nature de la sollicitation : la répartition de la force horizontale sur la hauteur doit être conforme à la déformation modale du mode fondamental de vibration de la structure, dont une forme simplifiée triangulaire est habituellement utilisée. Pour évaluer le comportement global, on procède généralement à partir d'une analyse statique en poussée progressive ou analyse Push over ; au cours d'une analyse statique non-linéaire, l'intensité du chargement latéral est augmentée jusqu'à ce que les modes d'endommagement commencent à apparaître. Les résultats conduisent à la valeur de l'effort tranchant à la base, exprimée en fonction du déplacement au sommet.

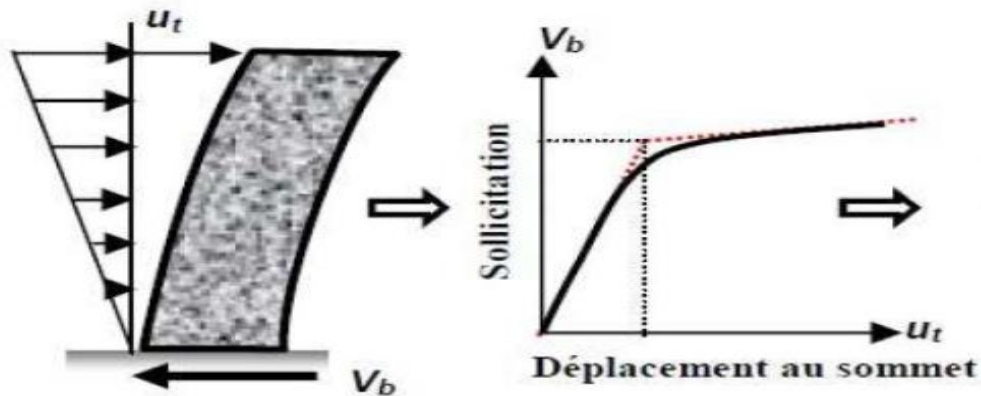


Figure II.3 : Principe d'élaboration d'une courbe de capacité [23.]

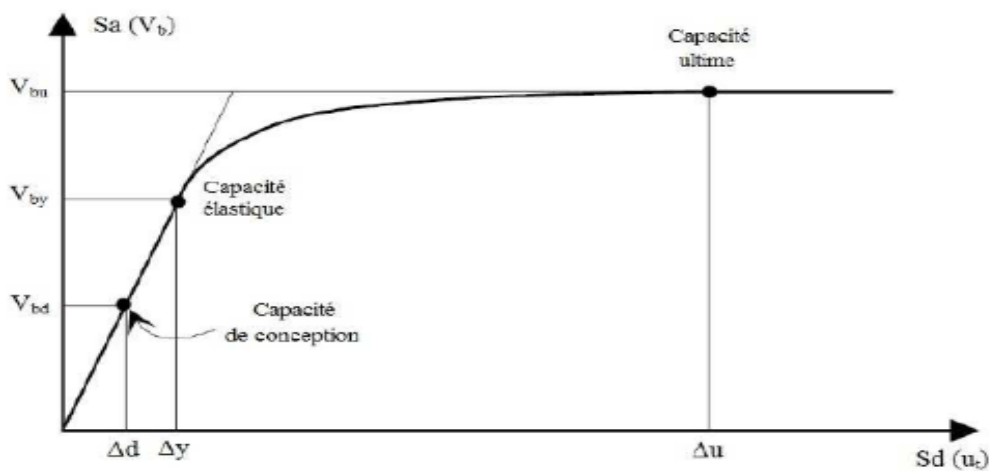


Figure II.4 : Courbe de capacité [23.]

La courbe-type de capacité d'un béton armé de soutènement (figure II.4) est définie par trois points clés : le point de capacité de conception ($V_{bd}, \Delta_{\text{c}}$), qui représente la résistance nominale ; le point de capacité élastique ($V_{by}, \Delta_{\text{e}}$), à partir duquel la structure adopte un comportement ductile ; enfin, le point de capacité ultime ($V_{bu}, \Delta_{\text{u}}$), qui est assimilé à la limite de ruine.

Demande sismique La deuxième étape implique l'introduction de la demande sismique, c'est-à-dire la distribution fréquentielle des niveaux d'accélération ou de déplacement imposés par le séisme. Selon le contexte de l'étude, il peut s'agir d'un spectre de réponse réglementaire.

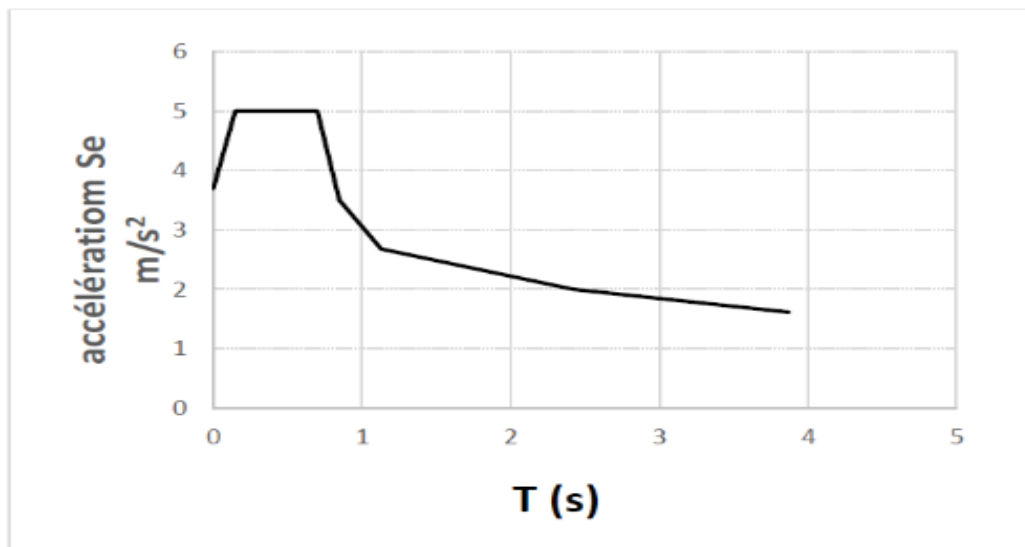


Figure II.5 : Spectres de réponse définis dans le RPA version (2003) [24.]

II.9 Courbe de vulnérabilité

Les courbes de vulnérabilité présentées permettent de définir un niveau donné de dommage moyen (et ses bornes) pour chaque niveau d'intensité EMS-98. Cette relation est déterministe et peut nécessiter d'introduire un caractère probabiliste notamment lié aux variabilités des caractéristiques matériaux. Cet aspect correspond à la probabilité pour un (IV) de rencontrer un certain niveau de dommage (D1, D2,) en fonction d'une intensité sismique donnée (Figure 1) [25].

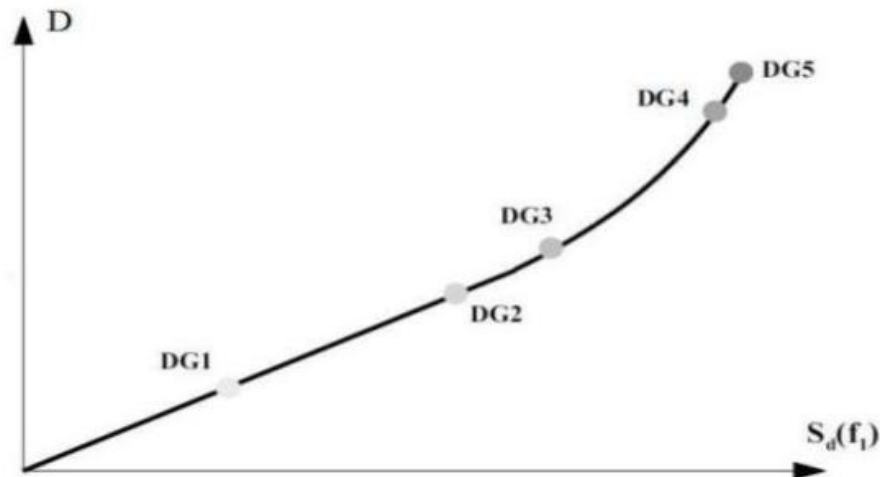


Figure II.6. Courbe de vulnérabilité [26.]

- **Degré DG 1** : dégâts négligeables à légers avec $0 \leq D < 0,2$.
- **Degré DG 2** : dégâts modérés avec $0,2 \leq D < 0,4$.
- **Degré DG 3** : dégâts sensibles à importants avec $0,4 \leq D < 0,6$.
- **Degré DG 4** : dégâts très importants avec $0,6 \leq D < 0,8$.
- **Degré DG 5** : effondrement partiel ou total (destruction) avec $0,8 \leq D \leq 1$ [27].

II.10 Point de performance

A partir de la courbe de capacité, il devient alors intéressant de comparer celle-ci avec la sollicitation d'un séisme. Pour considérer la demande d'un séisme, on utilise en général des (courbes Spectre d'accélération S_d – Spectre de déplacement S_u). Les axes de la courbe de capacité doivent donc être transformés afin d'avoir les mêmes unités : • Réaction à la base / masse accélération Déplacement / Facteur de participation modale déplacement Plusieurs méthodes d'assemblage des deux courbes sont applicables. L'Eurocode 8 par exemple, permet de trouver un point de performance sur la base de la règle des déplacements égaux. Les normes américaines, par contre, prévoient des itérations avec plusieurs spectres représentant différents coefficients d'amortissement visqueux.

Dans les deux cas on trouve ce que l'on appelle un « point de performance » qui permet de faire plusieurs considérations sur le comportement de la structure face au séisme. En principe, ce point devrait correspondre avec le déplacement maximal qu'on obtiendrait par la méthode non linéaire dynamique temporel [27].

II.11 Méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique

Les méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique sont essentielles dans le domaine de l'ingénierie civile pour comprendre comment les structures réagissent aux tremblements de terre et pour garantir la sécurité des bâtiments et des infrastructures. Ces méthodes utilisent des approches diverses pour évaluer la résistance et la capacité de résistance des structures aux forces sismiques. L'une des approches courantes est l'analyse dynamique, qui simule le comportement d'un bâtiment soumis à un tremblement de terre pour évaluer les déformations et les contraintes résultantes. Une autre méthode importante est l'analyse de la capacité, qui compare la capacité de charge d'une structure à la demande sismique attendue. En outre, les méthodes de classification sismique permettent de classer les bâtiments en fonction de leur vulnérabilité potentielle. Ces méthodes sont cruciales pour la prise de décision en matière de renforcement des structures existantes et pour la conception de nouvelles constructions plus résistantes aux séismes, contribuant ainsi à réduire les risques sismiques et à assurer la sécurité des populations.

Plusieurs méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique existent dans le monde. Toute fois ces méthodes peuvent être classées en trois catégories

II.11.1 Les méthodes statistiques probabilistes

Les méthodes basées sur l'analyse des dommages causés aux constructions par les séismes passés reposent sur l'identification des typologies constructives, qui dépendent des techniques et des matériaux de construction utilisés. Le paramètre clé pour établir une corrélation entre les dommages observés et la sévérité du séisme est l'intensité sismique, définie à partir d'observations et de constats. Dans les méthodes américaines, les paramètres de base définissant le niveau de dommage (D_i) dans l'approche statistique et l'indice de vulnérabilité de base dans la méthode probabiliste, qui reflète la sismicité du site pour trois niveaux d'aléa (forte, modérée et faible), ainsi que la typologie constructive, sont tous deux issus du retour d'expérience spécifique à la région. Cela limite l'utilisation de ces méthodes à cette région particulière.

Les méthodes statistiques et probabilistes s'appuient sur des retours d'expérience et une définition de la typologie des systèmes de construction. Le niveau probable de dommage pour une intensité donnée est exprimé par une fonction de probabilité. Les

dommages sont définis par une fonction analytique qui distingue deux niveaux de dommages : le premier correspond à l'apparition des premiers dommages et le second à la ruine de la construction. Entre ces deux états, le dommage est considéré comme variant linéairement.

Cependant, ces approches ne prennent pas en compte de nombreuses situations liées au niveau d'étude, telles que la mitoyenneté de deux constructions de hauteurs différentes, les modifications apportées à la structure, la qualité d'exécution médiocre, les travaux d'entretien qui peuvent donner une apparence extérieure sans dommages apparents alors que la construction peut présenter d'importantes défaillances, ainsi que les changements de comportement de la structure dus aux travaux de réhabilitation.

II.11.2 Les méthodes d'approches déterministes récentes

Les méthodes déterministes d'approche, bien qu'elles s'appuient en partie sur les dommages observés lors de séismes antérieurs, établissent un indice global de vulnérabilité résultant de plusieurs indices partiels. Dans les méthodes récentes développées dans le cadre des projets HAZUS et RSK UE, plusieurs niveaux d'étude sont définis. Selon la méthode élaborée par la FEMA, trois niveaux d'évaluation de la vulnérabilité sont définis :

- Niveau 1 : Il repose sur des observations qualitatives des éléments structuraux, similaires aux approches statistiques et probabilistes. Le diagnostic est basé sur deux niveaux de performance : la préservation des vies humaines et la réutilisation immédiate des bâtiments.
- Niveau 2 : À ce stade, une analyse élastique simplifiée est réalisée en se basant sur les données du niveau 1.
- Niveau 3 : Cette étape implique l'utilisation de méthodes de calcul avancées telles que la méthode Push-Over ou la méthode de capacité de dissipation d'énergie.

II.12 Analyses détaillées

Les analyses approfondies font partie des méthodes d'évaluation les plus complexes et sont donc plus appropriées pour l'évaluation d'un bâtiment individuel. Les différentes méthodes d'analyse détaillée peuvent être regroupées en deux catégories :

les procédures linéaires (statiques et dynamiques) et les procédures non linéaires (statiques et dynamiques).

II.12.1 Analyse statique linéaire

L'analyse statique linéaire est l'approche adoptée par les codes de conception. Dans cette méthode, le bâtiment est représenté comme un système équivalent à un degré de liberté, avec une rigidité élastique linéaire et un amortissement visqueux équivalent. La charge sismique est modélisée comme une force latérale équivalente. Ensuite, cette force est répartie sur la hauteur de l'édifice, et les réactions et les déplacements résultants sont calculés à l'aide d'une analyse statique linéaire.

Cette procédure est applicable aux bâtiments réguliers et dont la période fondamentale de vibration est prédominante.

II.12.2 Analyse dynamique linéaire

L'analyse dynamique linéaire, ou l'analyse du spectre de réponse, est employée pour les structures de forme irrégulière. Elle prend en compte tous les modes qui contribuent significativement à la réponse totale de la structure. La structure est modélisée comme un système à plusieurs degrés de liberté avec une matrice de rigidité élastique linéaire et une matrice d'amortissement visqueux équivalent. Cette méthode permet de calculer les réponses modales maximales. Ces contributions sont ensuite combinées statistiquement pour obtenir une approximation de la réponse structurale globale.

En général, le séisme est représenté par une analyse spectrale modale ou par une analyse temporelle (time-histoire) qui requiert l'utilisation d'enregistrements sismiques. Dans les deux cas, les forces et les déplacements sont calculés à l'aide d'une analyse linéaire élastique.

II.12.3 Analyse dynamique non linéaire

Dans cette procédure, la non - linéarité de la relation force - déplacement du bâtiment est représentée par une courbe de capacité, c'est-à-dire une courbe donnant la variation du cisaillement à la base en fonction du déplacement maximum. Cette courbe est obtenue en soumettant progressivement la structure à des forces latérales ou des déplacements dont l'intensité augmente jusqu'à l'effondrement, et qui sont distribués le long de la structure selon le mode de vibration fondamental. L'avantage d'une telle méthode est qu'elle considère l'inélasticité des matériaux et donne une meilleure

approximation des efforts et déformations attendus durant un séisme. Par contre, seul le mode fondamental de vibration est considéré, rendant cette méthode moins appropriée pour les bâtiments irréguliers [28].

II.12.4 La méthode du point de performance

L'idée de base de cette méthode, publiée en 1996 dans l'ATC 40 [29], est de tracer la courbe de capacité de la structure et celle de l'agression sismique, représentée par un spectre de réponse, sur le même graphique, et de rechercher le point de croisement des deux courbes qui traduirait l'égalité entre la demande et la capacité.

Le spectre de réponse donné dans les codes parasismiques est représenté par un diagramme exprimant l'accélération spectrale S_a en fonction de la période de l'oscillateur. ($S_a = f(T)$), Pour un amortissement visqueux. La formule donnant le spectre de réponse est :

$$S_a = g(S_d)$$

On peut donc tracer l'accélération spectrale S_a , en fonction des déplacements spectraux S_d . Cependant on constate que, comme dans les méthodes statistiques et probabilistes, l'analyse est effectuée, d'une part, en considérant la construction isolée, et que d'autre part, les résultats obtenus de la capacité de la structure sont fonction des hypothèses de calcul prises en compte dans l'analyse Push-Over. Or, en milieu urbain l'une des difficultés relevées lors des études d'évaluation de la vulnérabilité sismique réside dans l'identification des structures porteuses, puisque, les constructions sont généralement liées mécaniquement. Une incertitude est également relevée quant à l'estimation des caractéristiques mécaniques des matériaux, ainsi les résultats de l'étude seront entachés d'une imprécision non négligeable [28.]

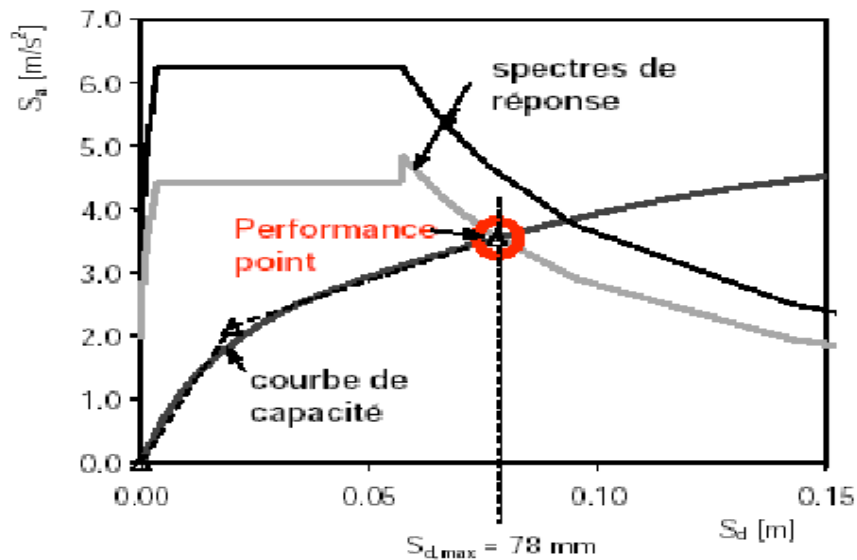


Figure II.7 Courbe De Capacité Et Spectre De Réponse D'une Structure [29].

II.13 Conclusion

L'aléa sismique et la vulnérabilité sismique sont deux aspects cruciaux de la prévention des risques sismiques. L'aléa sismique représente la menace naturelle que les tremblements de terre posent à nos sociétés, tandis que la vulnérabilité sismique réside dans la capacité de nos infrastructures et de nos bâtiments à résister à ces secousses. La compréhension approfondie de l'aléa sismique grâce à des études géologiques et sismologiques avancées est essentielle pour anticiper et préparer les régions exposées aux séismes.

D'un autre côté, l'évaluation de la vulnérabilité sismique des structures existantes et la mise en place de normes de construction sismique rigoureuses pour les nouvelles constructions sont des mesures essentielles pour minimiser les pertes en vies humaines et en biens matériels en cas de séisme. La recherche constante dans le domaine de l'ingénierie sismique nous permet de développer des méthodes d'analyse de plus en plus sophistiquées pour évaluer et renforcer la résistance des bâtiments et des infrastructures. En somme, la combinaison d'une meilleure compréhension de l'aléa sismique, de normes de construction sismique rigoureuses et d'une gestion proactive des risques sismiques peut considérablement réduire l'impact dévastateur des séismes sur nos communautés. Il est impératif de poursuivre les efforts de recherche et d'ingénierie

dans ce domaine vital pour la sécurité publique et la résilience de nos sociétés face aux catastrophes sismiques.

CHAPITRE III
INTERACTION SOL-STRUCTURE

III.1 Introduction

Dans le domaine du génie civil, l'objectif principal des analyses d'interaction sol-structure consiste à déterminer l'impact mutuel du sol et de la structure sur leur comportement mécanique lors d'un séisme. En effet, le comportement du sol en conditions libres peut différer considérablement de celui en présence de la structure.

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

Ainsi, l'influence de la structure sur le sol et celle du sol sur la structure existent de manière concomitante. Plus généralement, l'interaction sol-structure résulte de l'interaction cinématique et de l'interaction inertielle. En effet, l'étude de la réponse dynamique du système sol-fondation sous l'effet de l'interaction inertielle nécessite une analyse cinématique préalable afin d'obtenir le mouvement à la base de la structure pour déduire les efforts d'inertie induits par la superstructure.

Le comportement des fondations profondes est essentiellement un problème d'interaction sol-structure. C'est pourquoi une attention particulière est consacrée, dans cette partie du chapitre, à la modélisation de l'interaction sol-structure et à la définition d'éléments capables de reproduire le comportement d'interface. En revanche, ce phénomène, généralement noté ISS, est souvent négligé par les ingénieurs malgré son influence sur l'analyse du comportement et le dimensionnement des bâtiments. En effet, la répartition des efforts dans les membrures peut être différente suite à une analyse prenant en compte l'interaction sol-structure, ce qui influe sur la sécurité du bâtiment. De plus, l'utilisation normale "sans ISS" peut être affectée par des problèmes de fissurations causées par les tassements différentiels.

Finalement, les coûts de construction sont influencés par les sections et les fondations choisies, qui elles-mêmes sont influencées par la répartition des efforts découlant de l'interaction sol-structure. Ce chapitre s'articule en deux étapes. Tout d'abord, nous allons présenter le phénomène d'interaction sol-structure, ainsi que ses principaux concepts : interaction cinématique, interaction inertielle et les types d'amortissement. Ensuite, les différentes méthodes existantes pour prendre en compte l'ISS seront décrites et détaillées, et enfin, les différents types de linéaire et non linéaire et le comportement

des sols sous sollicitations sismiques et traite de l'interaction, ainsi que les méthodes de résolution des équations de la discrétisation par éléments finis.

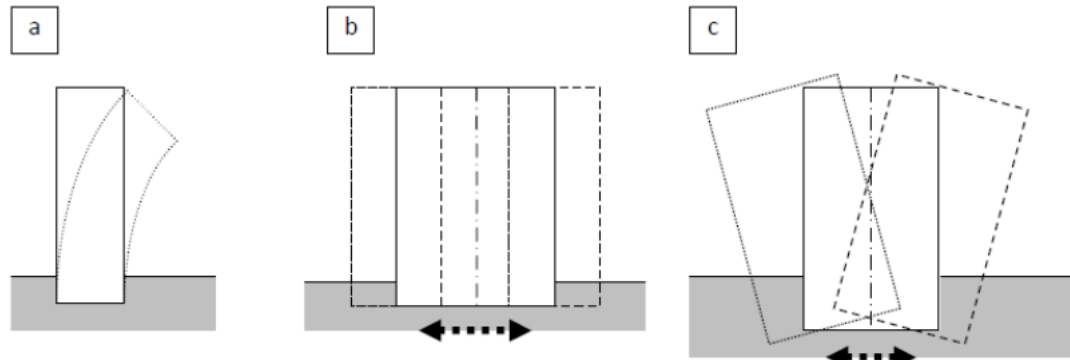


Figure III.1 : Interaction sol – structure a) sans ISS, bâtiment souple et sol de très bonne résistance mécanique ; b) sans ISS, bâtiment raide et sol de très bonne résistance mécanique ; c) avec ISS, bâtiment raide et sol de faible ou moyenne résistance mécanique [29].

III.2 Notion d'interaction sol-structure

Le comportement de la structure sur sol rigide n'est pas le même que si le sol était souple. En réalité, le sol n'est pas parfaitement rigide ; lors d'un séisme, le sol et la superstructure se mettent à vibrer simultanément et interagissent l'une avec l'autre ; la vibration de la superstructure entraîne des forces sur la fondation qui sont transmises au sol et modifient sa réponse... etc.

Le phénomène de la modification de la réponse du sol (de la structure) par la présence de la structure (du sol) s'appelle interaction sol-structure. La résolution de tout problème de mécanique nécessite une bonne connaissance de ses conditions aux limites. Pour bien comprendre, il est facile d'imaginer, qu'une structure élancée de type poutre encastree à une extrémité, se comporte de manière totalement différente qu'une poutre dont l'encastrement est remplacé par une rotule avec ressort. Sa rigidité et ses fréquences propres s'en trouvent réduites alors que ses déplacements peuvent être amplifiés.

Le même raisonnement peut être effectué pour un immeuble reposant sur une fondation. La connaissance de la fondation et du sol sous-jacent est essentielle pour bien déterminer le comportement réel de la structure. Parallèlement nous pouvons montrer que la présence de la structure influence elle aussi le comportement du sol, c'est à dire le comportement qu'il aurait en champ libre. En effet, prenons par exemple

deux structures, l'une encastrée dans un solide rocher, l'autre reposant sur un sol plus souple. La structure encastrée dans le rocher ne va pas influencer le champ libre. Le sol étant très rigide, le fait d'y ajouter une structure ne change rien à son comportement. La masse de la structure ne change rien non plus puisque les efforts d'inerties engendrés par la structure sur la roche rigide n'ont pas d'effet sur celui-ci. Par contre, pour la structure reposant sur le sol souple, trois phénomènes vont intervenir : – le fait d'excaver et d'inclure une fondation rigide va modifier le champ libre. En effet par cette inclusion le champ de déplacement du sol va s'en trouver changé. C'est ce que nous appelons l'interaction cinématique. – le fait d'inclure la masse de la structure va induire des efforts d'inerties supplémentaires à la base de la structure et donc dans le sol, ce qui aura pour conséquence de modifier encore une fois le champ de déplacement. C'est ce que nous appelons l'interaction inertielle.

Lors de chargement dynamique, en considérant un massif de sol semi-infini, l'énergie apportée par le mouvement de la structure se dissipe de deux manières : un amortissement hystérétique (matériel) dû aux non-linéarités présentes dans le sol et dans la fondation, ainsi qu'une dissipation due au rayonnement des ondes dans le milieu semi-infini. Cette dissipation de l'énergie émise par la structure est appelée amortissement radiatif.

Ainsi, il existe une influence à la fois du sol sur la structure et de la structure sur le sol. C'est pourquoi nous abordons les problèmes d'interactions entre le sol et la structure. Cependant, pour les structures mentionnées ci-dessus, les effets de l'interaction sol-structure peuvent être préjudiciables.

III.3 Etude du problème d'interaction sol structure

- Formulation d'un problème d'interaction

Avant d'examiner les différentes méthodes de prise en compte de l'interaction sol-structure, il est utile de formuler de façon générale le problème. Cette formulation est orientée vers un traitement par élément fini du phénomène d'interaction. En effet, la complexité du problème est telle que le recours aux méthodes numériques est pratiquement inévitable. Les équations du mouvement sont obtenues par référence à la figure (III- 1) qui schématise un ensemble sol structure. L'équation du mouvement s'écrit :

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = Qf \tag{III-1}$$

M : matrice de masse ;

C : matrice d'amortissement du système ;

K : matrice de raideur du système ;

Qf : le vecteur de charge.

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

$$M\ddot{u}f + C\dot{u}f + Kuf = Qf \tag{III-2}$$

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

$$U = Ui + Uf \tag{III -3}$$

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

$$M\ddot{u}i + C\dot{u}i + Kui = Qi \tag{III -4}$$

Avec :

$$[Kf] uf - [Cf] \dot{u}f + [K - Mf] \ddot{u}f + [C - Qi] = [M \tag{III -5}$$

Le vecteur de charge Qi 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-2) 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 [30].

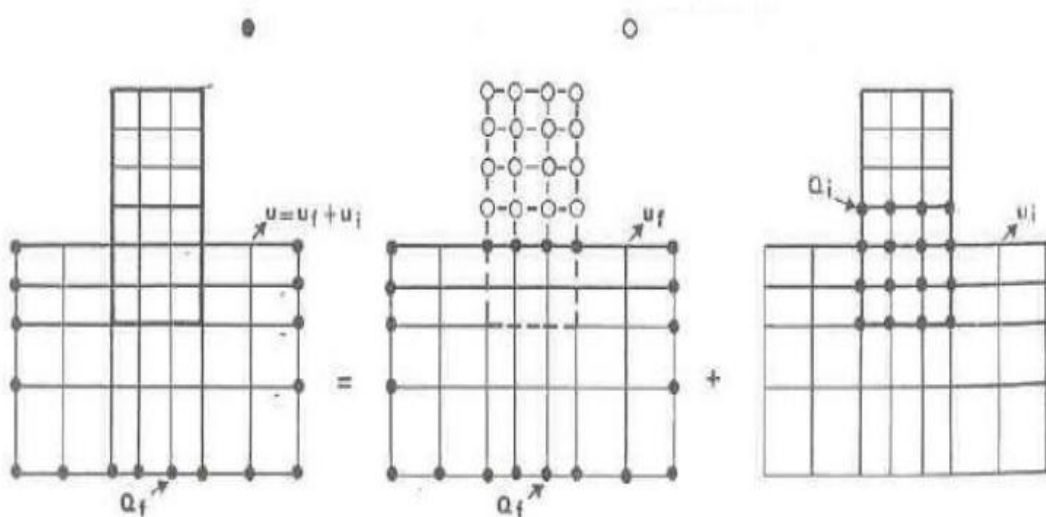


Figure III.2 : Décomposition du problème d'interaction sol-structure [31].

III.4 Composantes de l'interaction sol-structure:

Ils existent deux types d'interaction dont on doit tenir compte dans le dimensionnement des structures et fondations, dénommés interaction inertielle et interaction cinématique.

III.4.1. Interaction inertielle : L'interaction inertielle provient des efforts d'inertie engendrés par la masse de la structure à sa base, donc dans le sol sous effet du mouvement imposé à la fondation [32], (liée à la différence de masse entre le sol et la structure) [33].

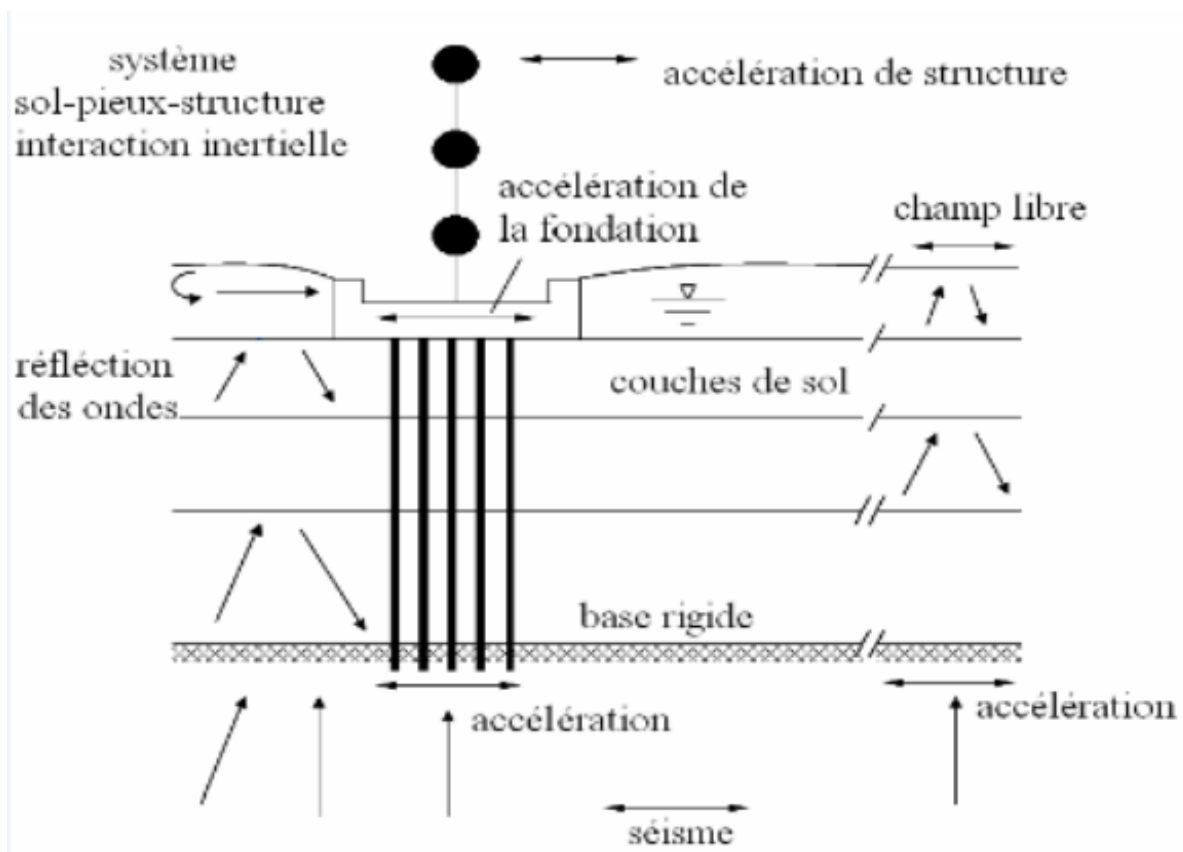


Figure III.3 : Interaction cinématique [34.]

III.4.2. Interaction cinématique : L'interaction cinématique est souvent négligée dans les codes parasismiques qui adoptent généralement une méthode simplifiée consiste à calculer les efforts sismiques à partir des forces inertielles [32.], liée à la différence de raideur entre le sol et la structure dans les domaines communs [33].

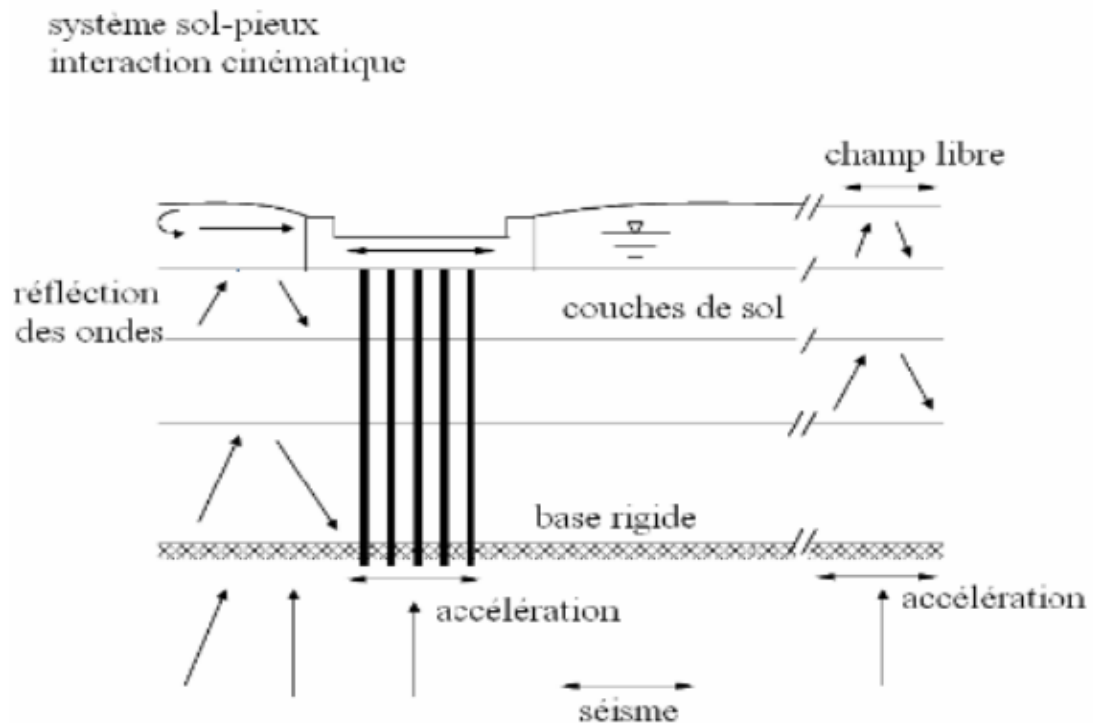


Figure III.2 : Interaction cinématique [34].

III.5 Mouvement du sol en champ libre

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

- Définition du mouvement à la surface du sol.
- Niveau d'accélération réaliste pouvant être transmis par le sol.
- Caractéristique fréquentielle du mouvement compatible avec les caractéristiques physiques du site.
- Variation de l'accélération avec la profondeur dans des limites raisonnables.

On peut utiliser la méthodologie suivante :

- Définition d'un spectre sur un affleurement rocheux représentatif de l'environnement sismotectonique du site.
- Calcul de la réponse du site.
- Ajustement éventuel du spectre de réponse pour compenser la prise en compte d'un seul type d'onde à propagation verticale contre les spectres

de réponses calculés à partir des enregistrements en champ libre et dans la structure à un même endroit. L'interaction sol structure est marquée par une atténuation des accélérations spectrales pour les fréquences supérieures [30].

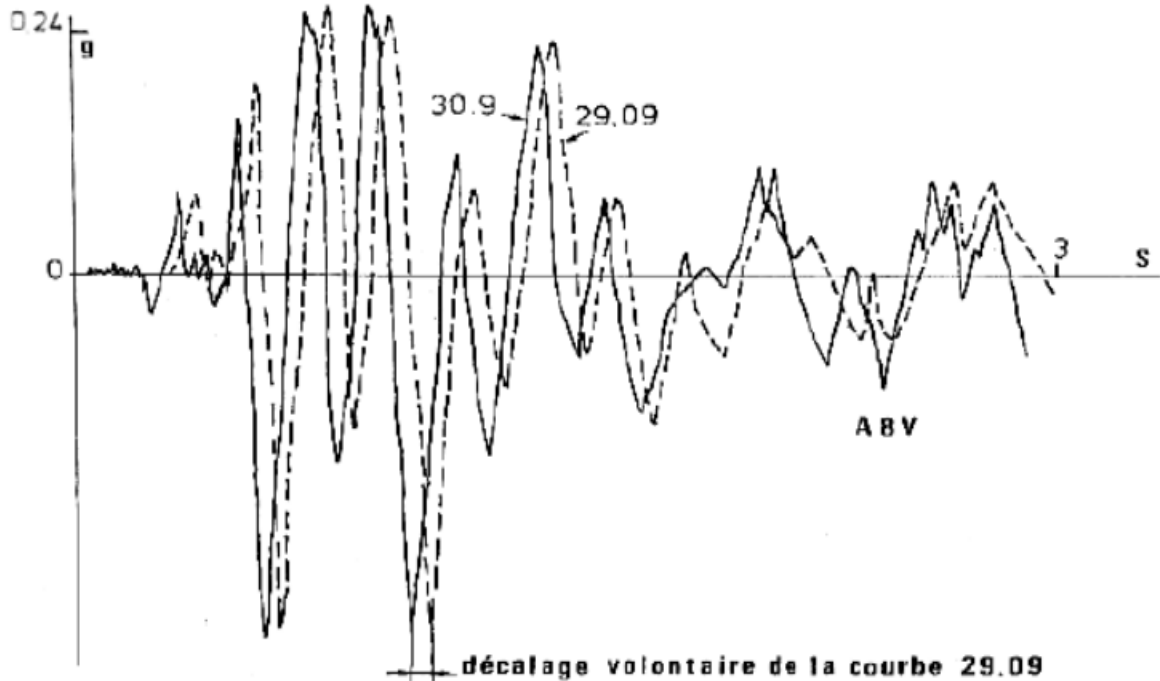


Figure III.4 : Accélération en champ libre [35].

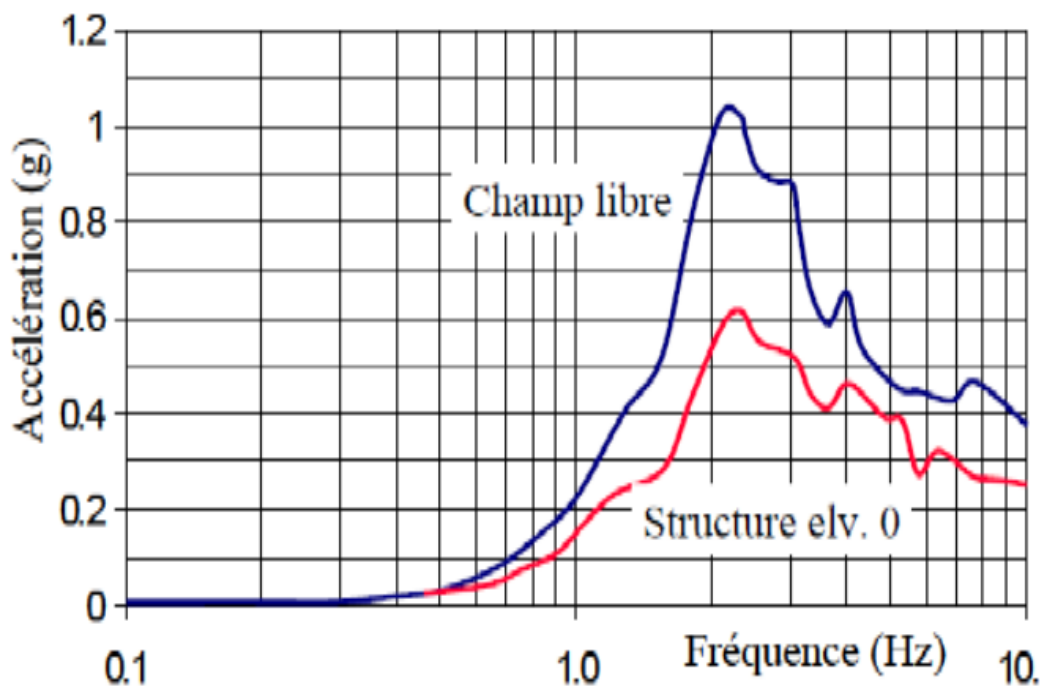


Figure III.5 : Modification du spectre de réponse en présence de l'ISS [36].

III.6 Les différentes méthodes pour prendre en compte l'ISS

Il existe trois méthodes d'analyse d'ISS : la méthode directe (globale), la méthode des sous-structures et la méthode hybride. Dans la méthode directe, le sol et la structure sont inclus dans le même modèle et analysés comme un système complet.

Dans la méthode des sous-structures, le problème d'ISS est partitionné en parties distinctes qui sont ensuite combinées pour former la solution complète. La méthode hybride présente une combinaison de la méthode directe et de la méthode des sous-structures, tout en profitant des avantages de chacune d'elles.

III.6.1 Méthode directe

Comme il est évident dans la figure (III.6), le calcul est effectué en une seule étape par résolution directe de l'équation du mouvement (équation III.6) dans l'ensemble du système sol-structure :

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = F \quad (\text{III.6})$$

Où M , C et K désignent respectivement les matrices de masse, d'amortissement et de raideur du système, U représente le vecteur de déplacement du système, et F le vecteur de charge appliquée à la frontière extérieure du système.

Pour résoudre ce système d'équation, on fait recours aux méthodes numériques (méthodes des éléments finis) parce que sa résolution directe est très complexe [37].

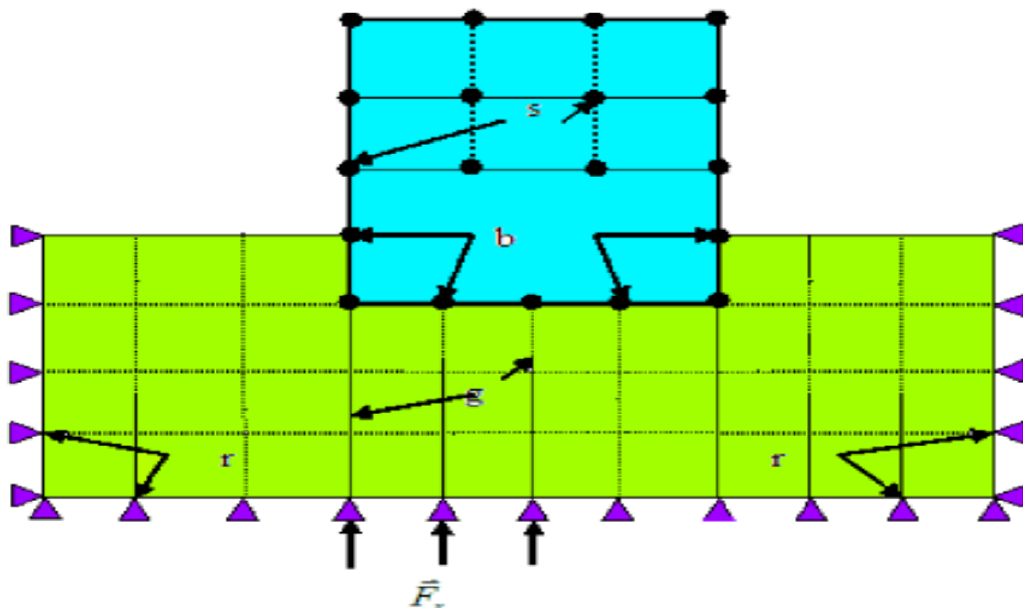


Figure III.6 : Modèle d'une méthode directe. [37]

III.6.1.1 Démarche de résolution

La démarche de résolution de cette méthode est présentée par la figure (III.7) :

- Connaissant le mouvement sismique en champ libre (à la surface du sol), on calcule le mouvement à la base du modèle. Il faut que cette base soit posée suffisamment loin de la structure pour que la présence de cette dernière n'affecte pas ce mouvement.
- Ce mouvement calculé est appliqué uniformément à la base du modèle sol-structure. La réponse est obtenue par résolution de l'équation (III.6).

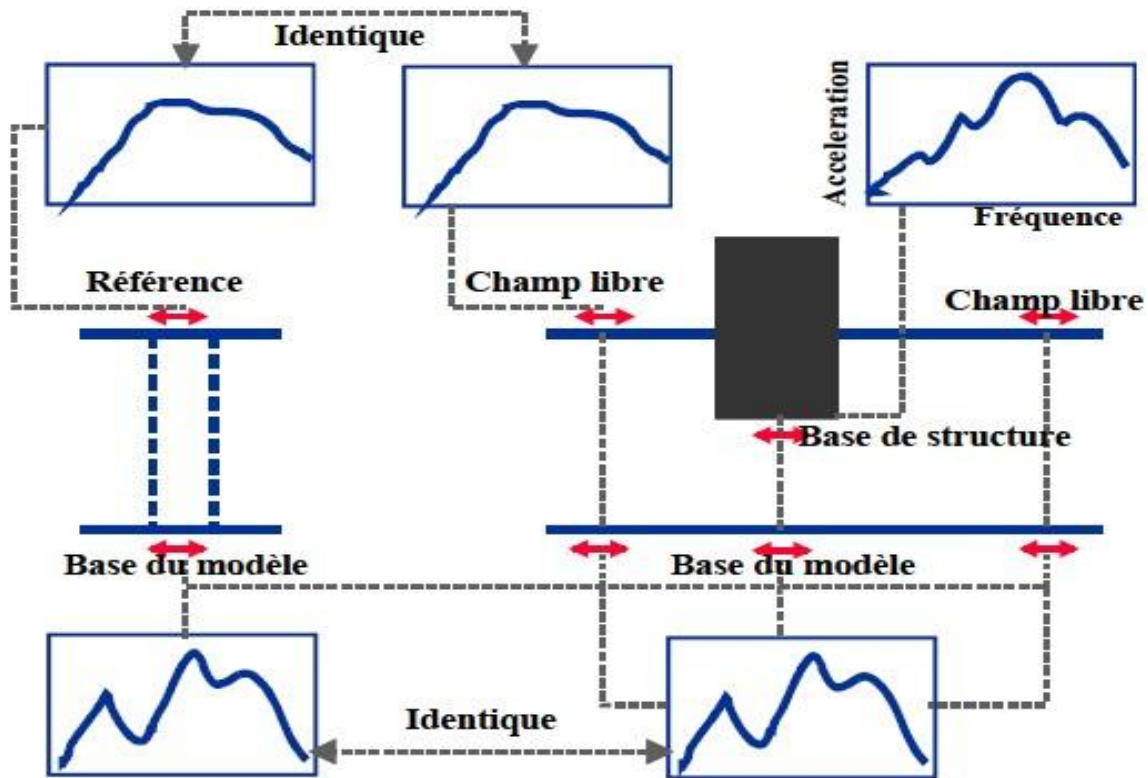


Figure III.7 : Schématisation d'un problème d'interaction sol - structure en éléments finis (Pecker, 2015)

III.6.1.2 Avantages

Cette méthode permet une modélisation précise des ISS. En effet, le sol est représenté par des éléments finis prenant en compte son comportement non linéaire. Ainsi, l'effet des ISS est observé avec précision grâce à cette méthode.

III.6.1.3 Inconvénients

Cette méthode présente plusieurs inconvénient et difficultés d'application qui sont cités ci-dessous :

- Connaissance des lois de comportement des matériaux (hétérogénéité matérielle du sol ou de la superstructure) et des frontières entre les différentes parties du système. Alors il faut prendre en compte les lois de contacts entre la fondation et le sol pour bien reproduire les différents non linéarités (non linéarité géométrique due au décollement et au glissement d'une fondation superficielle).
- Un très grand nombre d'éléments (nœuds) est nécessaire pour prendre en compte l'ISS (figure III.6), ce qui engendre des temps de calculs contraignants.
- Il est difficile de définir d'une manière précise la frontière extérieure du massif du sol. En effet une onde frappant la frontière fictive extérieure du sol peut numériquement se réfléchir et venir solliciter une nouvelle fois la structure par contre en réalité cette onde part à l'infini et emmène avec elle une partie d'énergie de la structure et du sol (amortissement radiatif) [37].

III.6.2 Méthode des sous-structures

L'idée est d'analyser le problème des ISS en plusieurs étapes successives, chacune de ces étapes étant considérée comme plus facile à résoudre que le problème global (Méthode directe). Cette approche repose sur le principe de superposition en séparant les analyses cinématique et inertielle.

III.6.2.1 Démarche de résolution

Une considération propre des effets d'ISS dans une approche par sous-structure demande :

1. Evaluation du mouvement du champ libre (en l'absence de la structure et de la fondation) ainsi que des propriétés matérielles du sol.
2. Évaluation des fonctions de transfert pour convertir les mouvements du champ libre en mouvements à appliquer à la fondation.
3. Incorporation des ressorts et amortisseurs pour représenter la raideur et l'amortissement à l'interface sol-fondation.

- Analyse de la réponse du système combiné (structure-ressort/amortisseur) tout en appliquant le mouvement estimé de l'étape (2) à la fondation.

En se basant sur la figure (III.8), NEHRP (2012) explique d'une manière plus détaillée

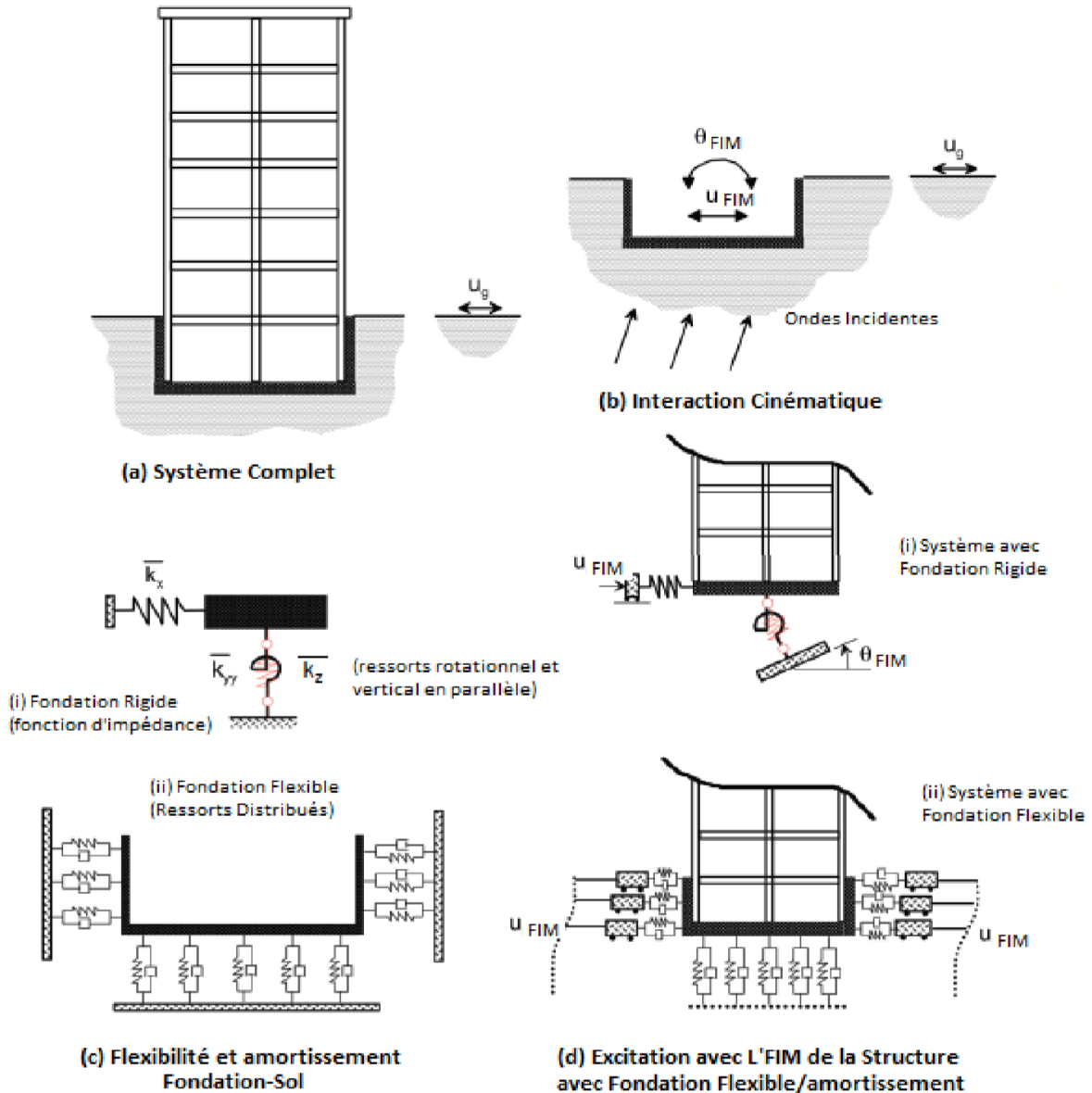


Figure III.8 : Schématisation d'une approche par sous-structure pour l'analyse de l'interaction sol-structure en utilisant deux configurations de fondation : (i) (fondation rigide ; ou (ii) fondation flexibles. (NEHRP, 2012

- Tout d'abord, il est nécessaire de définir le mouvement à appliquer à la fondation (Fondation Input Motion, FIM), tenant compte de la raideur et de la géométrie de la fondation. Étant donné que l'inertie est traitée séparément, ce mouve-

ment est estimé en considérant la fondation et la structure sans masse (voir figure III.8b).

En général, ce mouvement diffère du mouvement du champ libre. Il comporte à la fois des composantes de translation et de rotation, représentant la sollicitation sismique appliquée à la fondation et au système structurel. La variation entre le mouvement du champ libre et celui de la fondation est exprimée par la fonction de transfert. Cette dernière représente, dans le domaine fréquentiel, le rapport du mouvement de la fondation par rapport au mouvement du champ libre.

Puisque les effets inertiels sont négligés, la fonction de transfert représente les effets de l'interaction cinématique uniquement. Ainsi, pour déterminer le mouvement à appliquer à la fondation (FIM), il est nécessaire d'évaluer d'abord la réponse du champ libre du site, qui est la variation spatiale et temporelle du mouvement du sol en l'absence de la structure et de la fondation. Après avoir établi le mouvement en champ libre, des analyses de propagation des ondes sont réalisées pour estimer le mouvement à appliquer à la fondation (FIM) le long de l'interface sol-fondation (voir figure III.8d).

- Ensuite, il est nécessaire de déterminer les fonctions d'impédance, de raideur et d'amortissement, dépendantes de la fréquence et représentant les caractéristiques de l'interaction sol-fondation. Ces paramètres de raideur et d'amortissement sont caractérisés en utilisant des modèles de fonction d'impédance relativement simples pour une fondation rigide (voir figure 1.4c (i)) ou une série de ressorts et d'amortisseurs distribués autour de la fondation (voir figure III.8c (ii)). Le dernier cas de ressorts et d'amortisseurs distribués est nécessaire lorsque les éléments de la fondation ne sont pas rigides, ou lorsque des sollicitations internes sont requises (moments, cisaillements, déformations) [37].

III.6.2.2 Formulation du problème

Les sous-structures sont constituées d'une part du sol avec l'excavation et d'autre part de la structure (figure III.9). Alors on présente les équations d'équilibre de chaque sous système, puis on applique à ces deux équations les conditions de compatibilité à l'interface (continuité du déplacement et du vecteur contrainte).

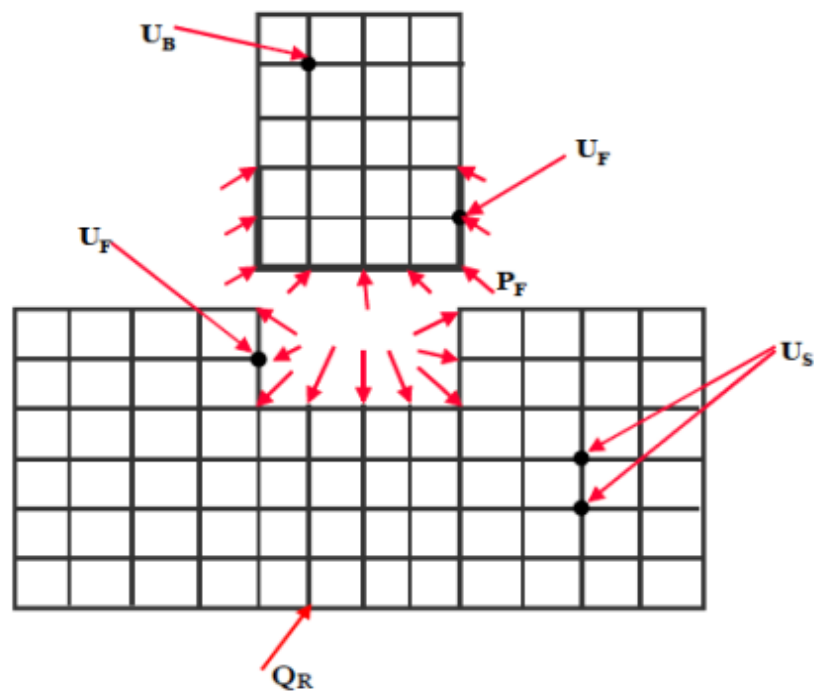


Figure III.9 : Schématisation d'une méthode de sous-structure. (Pecker, 2015) Les nœuds du bâtiment sont désignés par l'indice B, ceux du sol par l'indice S, et ceux de l'interface sol-structure par l'indice F. Les vecteurs de charge sont désignés avec l'indice F pour l'interface sol-fondation et l'indice R pour les frontières du modèle (inférieure et latérales), le vecteur QR ne comporte des valeurs non nulles qu'à ces nœuds.

L'équation dynamique du mouvement est formulée dans le domaine fréquentiel. Les grandeurs, par exemple le déplacement U , s'expriment sous la forme de leur transformée de Fourier : $U = \sum_n \tilde{u}(\omega_n) e^{i\omega_n t}$.

Les transformées de Fourier sont symbolisées avec l'indice \sim au-dessus de la variable et l'indice n sont omis. Chaque équation ci-après s'applique à toute harmonique de la décomposition de Fourier [37].

III.6.2.2.1 Equation du mouvement

Les deux sous-structures contribuent aux équations d'équilibre dynamique des nœuds F qui se trouvent à l'interface sol-structure. La matrice de raideur dynamique $[S_{FF}]$, des nœuds communs d'interface, est accompagnée par un exposant B ou S pour distinguer entre celle qui désignent le bâtiment ou le sol respectivement ainsi que l'exposant t fait référence au déplacement total.

P_B : Amplitude des charges

P_F : Amplitude des forces d'interaction avec le sol (figure. III.8).

Pour une excitation sismique les nœuds B qui ne sont pas en contact avec le sol ne sont pas chargés, alors : $P_B = 0$

D'où l'équation du mouvement de la structure :

$$\begin{bmatrix} [S_{BB}] & [S_{BF}] \\ [S_{FB}] & [S_{FF}^B] \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \{\widetilde{U}_B^t\} \\ \{\widetilde{U}_F^t\} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \{0\} \\ \{P_F\} \end{pmatrix} \quad (\text{III.7})$$

a) Equation du mouvement du sol

- **En présence de la structure :**

$$\begin{bmatrix} [S_{FF}^S] & [S_{FS}] \\ [S_{SF}] & [S_{SS}] \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \{\widetilde{U}_F^t\} \\ \{\widetilde{U}_S^t\} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \{-P_F\} \\ \{Q_R\} \end{pmatrix} \quad (\text{III.8})$$

- **En absence de la structure :**

Considérant le sous-système sol en absence de la structure, alors les déplacements U sont accompagnés par un exposant S qui présente le déplacement du sol, au lieu de t . Ainsi que la charge P_F d'interaction avec la structure est omis. L'équation sera donc :

$$\begin{bmatrix} [S_{FF}^S] & [S_{FS}] \\ [S_{SF}] & [S_{SS}] \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \{\widetilde{U}_F^S\} \\ \{\widetilde{U}_S^S\} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \{0\} \\ \{Q_R\} \end{pmatrix} \quad (\text{III.9})$$

Dans l'équation (III.10), (U^S) représente le déplacement d'interaction cinématique.

III.6.2.3 Avantages

Contrairement à la méthode directe qui utilise les éléments finis pour modéliser le sol, la méthode de sous-structure utilise les fonctions d'impédances dynamiques (ressorts) pour représenter les caractéristiques sol-fondation. Par conséquent, la méthode de sous-structure réduit considérablement le temps de calcul par rapport à la méthode directe. De plus, l'utilisation de l'impédance simplifie les hypothèses de calcul par rapport à celles requises pour un modèle utilisant la méthode directe.

III.6.2.4 Inconvenient

Cette méthode est basée sur le principe de superposition, alors elle exige une hypothèse d'un sol linéaire et d'un comportement de structure linéaire. Dans la pratique cette exigence n'est pas parfaite et elle est supposée d'une manière équivalente. [37].

III.6.3 Méthodes hybrides

Les méthodes hybrides constituent une troisième catégorie de méthodes qui fusionnent les avantages des méthodes directes et des méthodes de sous-structures. Leur objectif est de diviser le système en deux domaines distincts : un champ lointain et un champ proche. Le champ lointain est positionné suffisamment loin de la fondation pour ne pas être affecté par l'interaction sol-structure, et ainsi pouvoir être considéré comme élastique. Il peut être représenté par des méthodes appropriées pour des problèmes linéaires, telles que les impédances dynamiques.

Quant au champ proche, situé près de la fondation, il englobe toutes les hétérogénéités et non-linéarités du système. Intégré dans le modèle de la superstructure, il peut être traité par une méthode directe, telle que la méthode des éléments finis. En dehors de la méthode classique des éléments finis, une nouvelle approche basée sur le concept de macro-élément a été développée depuis trois décennies pour reproduire les non-linéarités dans le champ proche. Ce concept a été introduit pour la première fois par Nova et Montrasio (1991) dans le domaine géo-mécanique.

Dans le cas d'une fondation superficielle reposant sur un massif de sol, il consiste à considérer la fondation et le sol comme un seul élément dans un domaine fini (champ proche). Cet élément permet de prendre en compte toutes les non-linéarités du système de manière globale. Les charges agissant sur la fondation ainsi que ses déplacements sont modélisés en variables généralisées et concentrés en un point représentatif. À partir des déplacements appliqués au système, les efforts associés sont calculés en tenant compte des non-linéarités. Ainsi, le concept de macro-élément permet une conception de structures basée sur les déplacements [38].

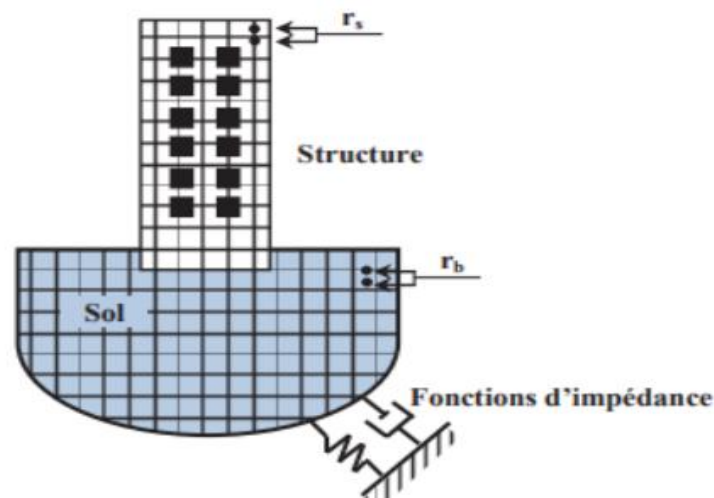


Figure II.10 : Méthode hybride [39].

III.7. Illustration de l'effet de l'interaction sol structure

III.7.1 Modèle analogique simplifié

L'influence de l'interaction sol structure sur la réponse d'un ouvrage peut être illustrée à l'aide du modèle analogique de la figure (III-11) La structure est assimilée à une masse et un ressort, placés à une hauteur h au-dessus de la fondation. La liaison entre la structure et la fondation est réalisée par une barre rigide. La fondation repose sur le sol et son interaction avec celui-ci est modélisée par le biais des fonctions d'impédance, c'est à dire les réactions exercées par le sol sur la fondation, peuvent être représentées par un ensemble de ressorts et d'amortisseurs indépendants de la fréquence. Le système de la figure (III-11) possède 3 degrés de liberté :

- Le déplacement horizontal « U » de la masse « m » ;
- Le déplacement horizontal « U_0 » de la fondation
- La rotation « θ » de la fondation autour d'un axe horizontal.

Il est soumis à un déplacement horizontal du sol support, harmonique de pulsation « ω » et d'amplitude « u_g » [40].

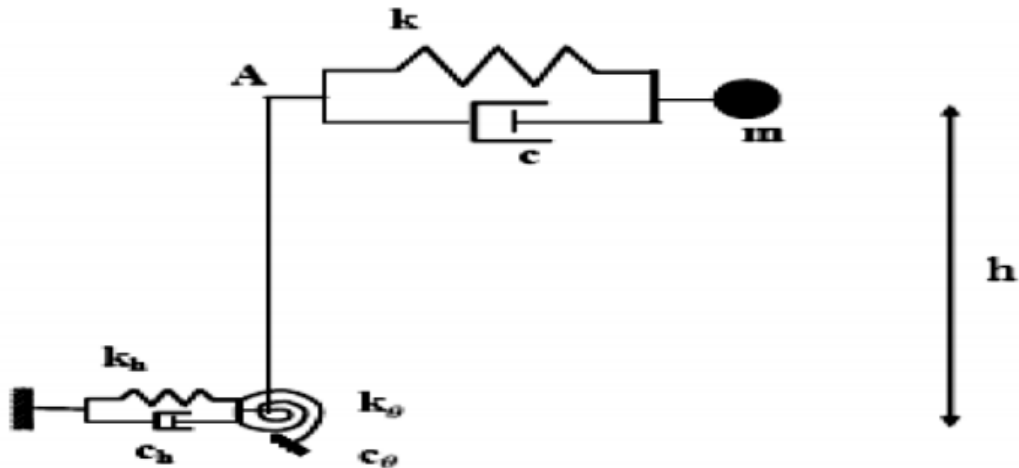


Figure (III-11) : Modèle simplifié d'interaction sol-structure.

- Un mouvement du sol à la base du bâtiment supposé identique à celui du champ libre ; dans les cas courants cette approximation est considérée comme acceptable.
- Une rotation de la fondation qui peut modifier sensiblement le calcul de la déformée modale et donc la répartition des accélérations sur la hauteur du bâtiment [41].

III.8 comportement des sols sous sollicitations sismiques

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

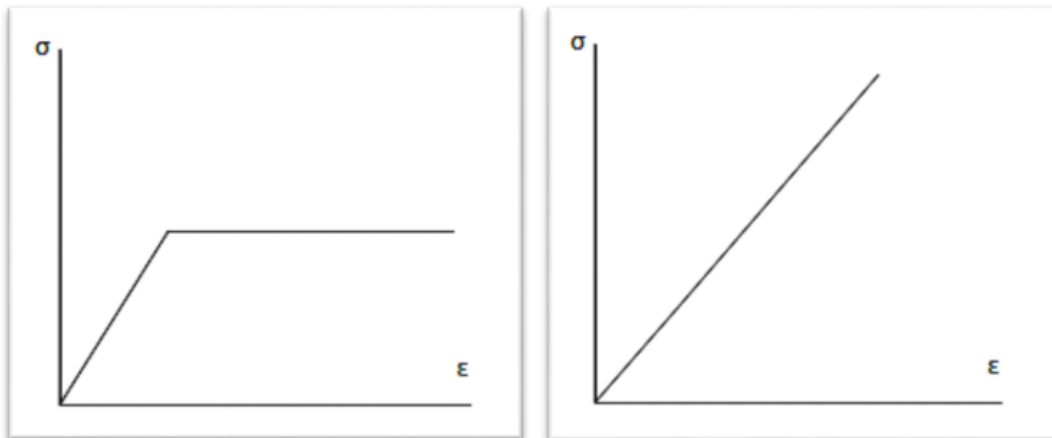


Figure (III-12) : modèle élastoplastique parfait. Figure (III-13) : modèle élastique de Hooke.

La fonction tensorielle (F_{ij}) traduit l'indépendance du comportement du matériau vis-à-vis de l'histoire des chargements auxquels le matériau a été soumis, c'est la fonction de la réponse élastique du matériau aux sollicitations.

III.8.2. Comportement élasto-plastique du sol :

Le modèle de comportement élasto-plastique est caractérisé par l'apparition de déformations réversibles et de déformations irréversibles. Ce comportement laisse de côté, en ce qui concerne la plasticité, tout effet de vieillissement et de viscosité du matériau. En conséquence, la relation fonctionnelle entre le tenseur des contraintes et le tenseur des déformations est indépendante de l'incrément de temps pendant lequel la sollicitation a été appliquée.

La contrainte de cisaillement à la circonférence de contact est infinie. Donc, le glissement doit se produire même pour la plus petite force tangentielle. Mindlin admet le glissement en limitant la contrainte de cisaillement à la résistance de frottement, donc le glissement se produit sur une partie de la surface de contact. [43].

III.9 Modélisation de l'interaction sol-structure

L'interaction sol-structure est fréquemment modélisée par une structure fondée en surface sur un sol homogène (solide élastique) et horizontal dont les propriétés mécaniques sont connues et constantes au cours d'un séisme. Les mouvements sismiques qui sollicitent la structure sont des ondes de volume qui se propagent verticalement à partir d'un substratum horizontal. Or, en réalité le substratum possède un certain pendage, le sol lui est hétérogène et ses caractéristiques dynamiques varient au cours d'un séisme. De plus, la structure peut être sollicitée par des ondes de surface et la fondation ainsi qu'une partie de l'ouvrage se situent en général à une certaine profondeur.

La modélisation d'une structure ne doit pas se faire avec un encastrement parfait à sa base (Figure III.14a) si de grande déformation du sol son prévisibles. Cela est par exemple le cas de bâtiments très rigides fondés sur un sol de résistance mécanique moyenne, les déformations les plus importantes pouvant alors se produire dans le sol plutôt que dans la structure. La modélisation est ainsi amenée à être faite en représentant le sol par des ressorts (Figure III.14b) ou des éléments finis (Figure III.14c) [44].

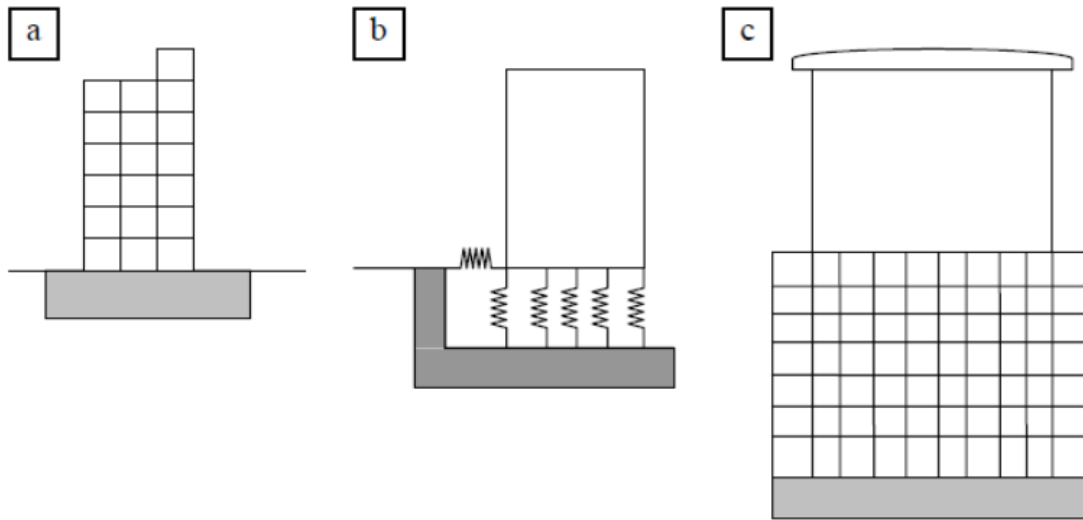


Figure III. 14 : Modélisation de l'ISS. a) Encastrement parfait ; b) Ressorts ; c) Eléments finis.

III.9.1 Modélisation du sol par éléments ressorts

Une méthode simple et maintenant classique pour la prise en compte de l'ISS est de séparer le sol et la structure (approche par sous – structures). Dans ces conditions le mouvement du bâtiment est égal à la somme :

- u mouvement que prendrait le bâtiment fictif, supposé sans masse sous l'action de l'excitation sismique imposée à la base du modèle: interaction cinématique.
- Et du mouvement que prendrait le mouvement réel en l'absence de l'excitation sismique à la base du modèle, s'il était soumis aux forces résultant d'un calcul utilisant le mouvement précédent : interaction inertielle.

Pour l'étude de l'interaction sol – structure, en plus de l'amortissement interne du sol, on considère que l'amortissement géométrique ou radiatif ne dépend que de la forme de la fondation, des propriétés du sol et de la fréquence du mouvement. L'amortissement géométrique correspond à une perte d'énergie par propagation à l'infini, par rayonnement des vibrations dans le sol.

La modélisation de l'ISS par ressort concentrés est plus simple pour l'analyse dynamique d'ensemble, mais nécessite par la suite une modélisation spécifique du radier. On obtient ainsi formellement quatre raideurs de sol en fonction de la fréquence :

- Raideur de translation verticale : $K_v(f)$;

- Raideur de translation horizontale : $K_h(f)$;
- Raideur de balancement (rocking) : $K\Phi(f)$;
- Raideur de torsion autour d'un axe vertical : $KR(f)$ [45].

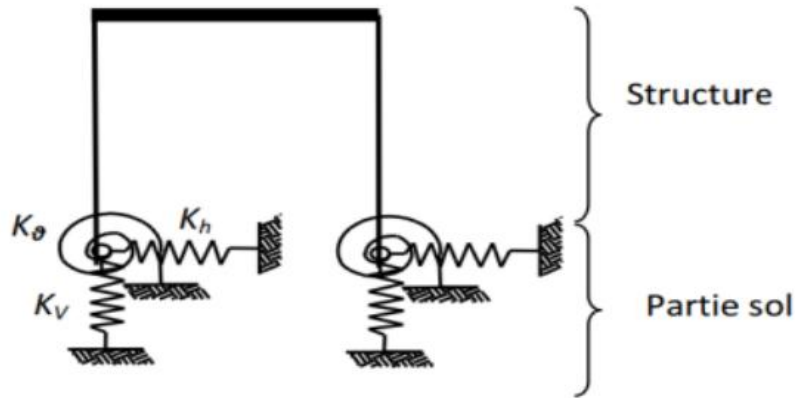


Figure III.15 : Modèle tenant en compte de l'ISS [30].

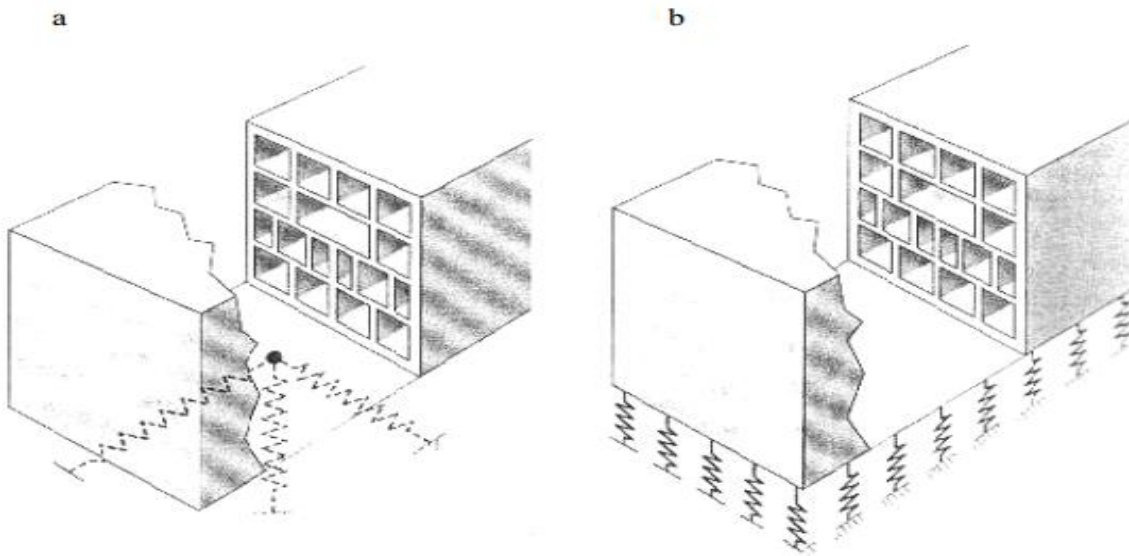


Figure III.16. Modélisation du sol par un système de ressorts
a) Ressorts concentrés ; b) Ressorts répartis

III.9.2 Méthode de NEWMARK ROSENBLEUTH

Cette méthode est indépendante de la fréquence de la structure et permet d'estimer et de contrôler les valeurs de raideurs et des amortissements du sol.

Afin d'obtenir un meilleur ajustement dans la bande des basses et moyennes fréquences, qui sont celles présentant le plus d'intérêt en cas de séismes, ROSENBLEUTH a introduit une masse virtuelle de sol, liée à la fondation du bâtiment.

L'ajout de cette masse ne modifie pas radicalement la réponse dynamique de la structure. La masse de sol additionnelle est concentrée au nœud d'interface sol-fondation au niveau inférieur du radier [46].

Les raideurs du sol ainsi que les amortissements sont donnés par le Tableau 1.

Tableaux III. 1 : Coefficient d'amortissement et de raideur.

Mouvement	Hauteur du prisme de sol	Amortissement relatif ou critique	Raideur k	
			Fondation circulaire	Fondation rectangulaire
vertical	$0.27\sqrt{A}$	$2.71 \sqrt{\frac{\rho H^3}{M_b + M_s}}$	$k_v = \frac{4G \cdot r_0}{1 - \nu}$	$k_v = \frac{G}{1 - \nu} \beta_z \sqrt{A}$
horizontal	$0.05\sqrt{A}$	$20.55 \sqrt{\frac{\rho H^3}{M_b + M_s}}$	$k_h = \frac{32(1 - \nu)G \cdot r_0}{7 - 8\nu}$	$k_h = 2(1 + \nu)G \beta_x \sqrt{A}$
balancement	$0.35\sqrt{A}$	$0.485 \sqrt{\frac{\rho H^5}{I_b + I_s}}$	$k_\phi = \frac{8G \cdot r_0}{3(1 - \nu)}$	$k_\phi = \frac{G}{1 - \nu} \beta_\phi a^2 b$
Rotation autour de l'axe vertical	$0.25\sqrt{A}$	$1.88 \sqrt{\frac{\rho H^5}{J_b + J_s}}$	$k_R = \frac{16G \cdot r_0^3}{3}$	$k_R = \frac{1 + \nu}{4} G \beta_x (a^2 + b^2) \sqrt{A}$

A : aire de la fondation ;

a : dimension parallèle à la direction du séisme ;

b : dimension perpendiculaire à la direction du séisme ;

r : masse volumique du sol ;

M_b : Masse du bâtiment ;

$M_s = A \cdot H \cdot \rho$: masse de sol additionnelle ayant même aire que la fondation du bâtiment

H : hauteur du prisme de sol ;

I_b, J_b : Inerties massiques du bâtiment par rapport à la fondation ;

I_s, J_s : Inerties massiques de la masse additionnelle de sol par rapport à la fondation

r_0 : Rayon d'une fondation circulaire

ν : coefficient de poisson

$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$: Module de cisaillement dynamique du sol

β_z, β_x et β_ϕ sont donnés par des abaques (Figure III.17)

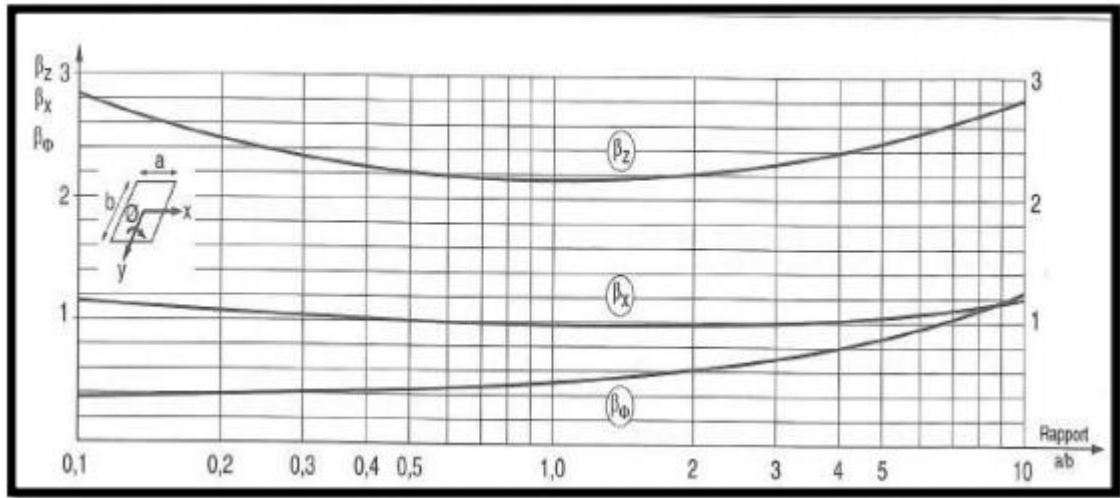


Figure III.17 : Abaques donnant les coefficients de New mark β_z , β_x et β_Φ [47].

III.9.3 Méthode de Deleuze

Cette méthode est applicable dans les cas où les fondations sont circulaires ou assimilées circulaires. Elles doivent également être considérées comme superficielles et suffisamment rigides.

Cette méthode contrairement à la méthode de Newmark-Rosenblueth tient compte de la fréquence du mode fondamental de l'ouvrage.

L'ISS peut être modélisée de deux manières :

- Par ressorts concentrés : plus simple pour l'analyse dynamique d'ensemble (hypothèse du radier rigide) mais nécessite une modélisation plus spécifique pour le radier.

- Par ressorts répartis : plus complexe mais les efforts obtenus sont directement

Exploitable pour le dimensionnement du radier. Cette représentation est admise en cas de sol homogène à l'échelle des dimensions en plan des fondations, c'est -à-dire en cas de sol stratifié dont les couches présentent des contrastes faibles de module G . **Deleuze** a établi des tableaux donnant des coefficients de transmittance f_V (translation verticale), f_H (translation horizontale) et f_Φ (rotation autour d'un axe horizontal, balancement).

Pour établir ces coefficients Deleuze a utilisé les hypothèses suivantes :

- Le sol est un solide semi-infini, élastique et homogène, isotrope et limité par un plan.
 - La réaction de sol sous la fondation est linéaire. La surface d'appui n'est donc pas plane, elle est donnée par la résolution du second problème de Boussinesq. Les déplacements du nœud de la fondation sont assimilés à ceux du centre d'inertie de la fondation, la rotation de la fondation est celle du plan moyen de la surface d'appui.
 - L'amortissement géométrique correspond au rayonnement des ondes dans le sol.
- [48]

Tableau III.2 : Formules de Deleuze [44].

	Raideurs	Amortissements géométriques
Vertical	$k_V = G \cdot r_0 \frac{f_{V1}}{f_{V1}^2 + f_{V2}^2}$	$\eta_V = -\frac{1}{2} \frac{f_{V2}}{f_{V1}}$
Horizontal	$k_h = G \cdot r_0 \frac{f_{H1}}{f_{H1}^2 + f_{H2}^2}$	$\eta_H = -\frac{1}{2} \frac{f_{H2}}{f_{H1}}$
Rotation autour d'un axe horizontal, balancement	$k_\phi = G \cdot r_0^3 \frac{f_{R1}}{f_{R1}^2 + f_{R2}^2}$	$\eta_\phi = -\frac{1}{2} \frac{f_{R2}}{f_{R1}}$

Avec :

r_0 : Rayon du cercle équivalent d'une fondation circulaire ; il est calculé comme suit :

- Pour les raideurs en translation : l'aire du cercle équivalent est égale à l'aire de la surface d'appui :

$$r_0 = \sqrt{\frac{ba}{\pi}} \quad (\text{III.11})$$

Pour les raideurs en rotations (balancement) : le moment d'inertie de la surface du cercle équivalent est égal au moment d'inertie de la surface d'appui de la fondation, rapporté à l'axe perpendiculaire à la composante passant par le centre de gravité de la surface, soit:

$$r_0 = \sqrt[4]{\frac{ba^3}{3\pi}} \quad (\text{III.12})$$

- En torsion :

$$r_0 = \sqrt[4]{\frac{ba(b^2+a^2)}{6\pi}} \quad (\text{III.13})$$

a : Dimension parallèle à la direction du séisme.

b : dimension perpendiculaire à la direction du séisme.

G=E/2(1+ ν) : Module de cisaillement dynamique du sol

f : Fréquence du mode de vibration fondamental dans la direction de séisme considérée, déterminée à l'aide d'un calcul modal préliminaire avec les coefficients et masses de sol de **NewmarkRosenblueth**.

$$a_0 = 2\pi f r_0 (\rho/G)^{0.5} \quad (\text{III.14})$$

Paramètre utilisé dans les tableaux des coefficients de transmittance. En pratique cette méthode est applicable si $a_0 < 2$ Celle-ci n'est applicable que si le rayon de fondation est suffisamment petit devant la longueur d'onde dans le sol. L'amortissement s'obtient avec les formules suivantes :

- Vertical : $\xi_v = 0.5\eta_v + 5\% \leq 30\%$
- Horizontal : $\xi_H = 0.5\eta_H + 5\% \leq 30\%$
- Rotation : $\xi_\Phi = 0.5\eta_\Phi + 5\% \leq 30\%$

Ces formules donnent les raideurs et les amortissements réduits d'un ressort unique. Si le modèle ISS est celui des ressorts répartis, les raideurs Correspondantes sont obtenues en privilégiant la direction horizontale et la direction verticale, dont les déplacements sont issus d'une rotation :

- Direction horizontale: **kh /S**
- Direction verticale: **Kv /S**

Avec :

S : surface de la fondation. [48]

Tableau III.3 : Coefficients de transmittance de Deleuze.

A – Transmittance verticale FV du sol

a ₀	v=0.01		v=0.25		v=0.5	
	f _{v1}	f _{v2}	f _{v1}	f _{v2}	f _{v1}	f _{v2}
0.00	0.2675	0.0000	0.2026	0.0000	0.1351	0.0000
0.25	0.2533	-0.0518	0.1928	-0.0365	0.1285	-0.0258
0.50	0.2356	-0.0985	0.1818	-0.0698	0.1211	-0.0495
0.75	0.2032	-0.1355	0.1604	-0.0971	0.1066	-0.0695
1.00	0.1629	-0.0160	0.1332	-0.1165	0.0878	-0.0888
1.50	0.1202	-0.1709	0.1034	-0.1270	0.0669	-0.0935
1.25	0.0799	-0.1691	0.0743	-0.1290	0.0457	-0.0969
1.75	0.0459	-0.1570	0.0484	-0.1236	0.0259	-0.0949
2.00	0.0206	-0.1381	0.0274	-0.1128	0.0090	-0.0887

B - Transmittance horizontale FH du sol

a ₀	v=0.01		v=0.25		v=0.5	
	f _{h1}	f _{h2}	f _{h1}	f _{h2}	f _{h1}	f _{h2}
0.00	0.2688	0.0000	0.2364	0.0000	0.2026	0.0000
0.25	0.2636	-0.0404	0.2324	-0.0323	0.1995	-0.0259
0.50	0.2491	-0.0779	0.2215	-0.0625	0.1910	-0.0502
0.75	0.2267	-0.1099	0.2045	-0.0890	0.1778	-0.0718
1.00	0.1988	-0.1346	0.1833	-0.1103	0.1610	-0.0894
1.25	0.1684	-0.1520	0.1597	-0.1257	0.1424	-0.1025
1.50	0.1377	-0.1590	0.1354	-0.1349	0.1231	-0.1108
1.75	0.1087	-0.1596	0.1118	-0.1384	0.1043	-0.1146
2.00	0.0829	-0.1542	0.0899	-0.1369	0.0866	-0.1144

C - Transmittance en rotation FR du sol

a_0	$\nu=0.01$		$\nu=0.25$		$\nu=0.5$	
	f_{r1}	f_{r2}	f_{r1}	f_{r2}	f_{r1}	f_{r2}
0.00	0.4280	0.0000	0.3242	0.0000	0.2161	0.0000
0.25	0.4361	-0.0018	0.3295	-0.0001	0.2197	-0.0007
0.50	0.4587	-0.0137	0.3445	-0.0085	0.2299	-0.0053
0.75	0.4874	-0.0435	0.3642	-0.0270	0.2437	-0.0170
1.00	0.5128	-0.0941	0.3831	-0.0590	0.2577	-0.0376
1.25	0.5252	-0.1632	0.3952	-0.1039	0.2683	-0.0670
1.50	0.5160	-0.2434	0.3949	-0.1578	0.2719	0.1033
1.75	0.4801	-0.3240	0.3782	-0.2147	0.2655	-0.1434
2.00	0.4177	-0.3931	0.3439	-0.2674	0.2477	0.1829

III.9.4 Modélisation par des éléments finis

Pour mieux prendre en compte les propriétés dynamiques du sol, on peut remplacer par des éléments finis les ressorts, Le sol est alors représenté par des couches successives d'éléments empilés sur une base qui représente le soubassement rocheux (figure III.18). Chaque couche est caractérisée par un module d'élasticité, un coefficient de Poisson, une masse volumique et un coefficient d'amortissement. [49]

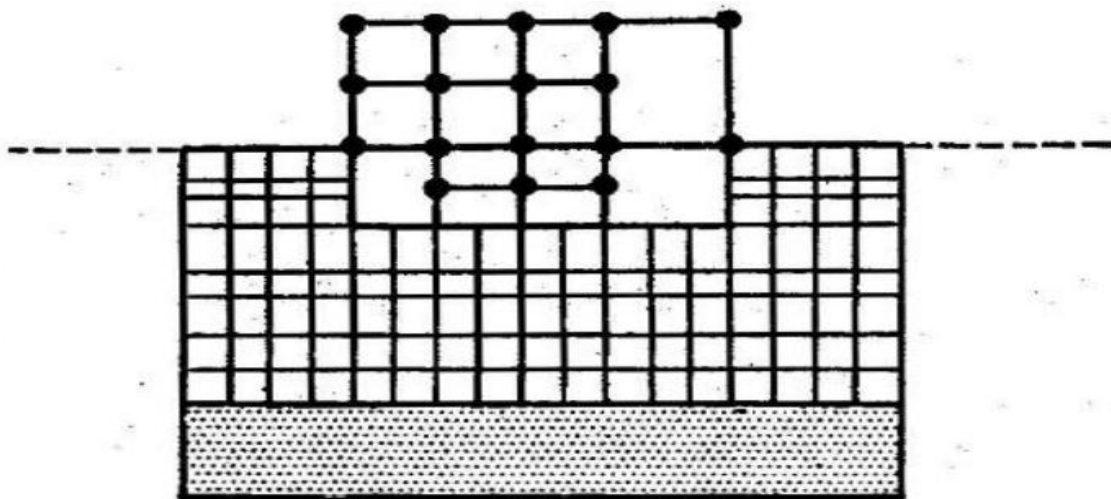


Figure III.18 : Modélisation par des éléments finis [49]

Conclusion :

Ce chapitre expose de façon sommaire le problème d'interactions sol-structure ainsi que la modélisation de cette interaction compte tenu de la nature du mouvement et des propriétés dynamiques de l'ouvrage et du sol [50]

III.10 Méthode d'analyse

Les méthodes de calcul doivent tenir compte : de la séismicité du site, des caractéristiques dynamiques de la construction et des conditions du sol .

Choix de la méthode de calcul :

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

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- a méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure [52].

2. Caractéristiques d'analyse

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. [53]

3 .Méthodologie de calcul :

Elle comporte les étapes suivantes :

- Etablissement 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 et des modes propres.

- Calcul des réponses de la structure par combinaison des réponses modales.

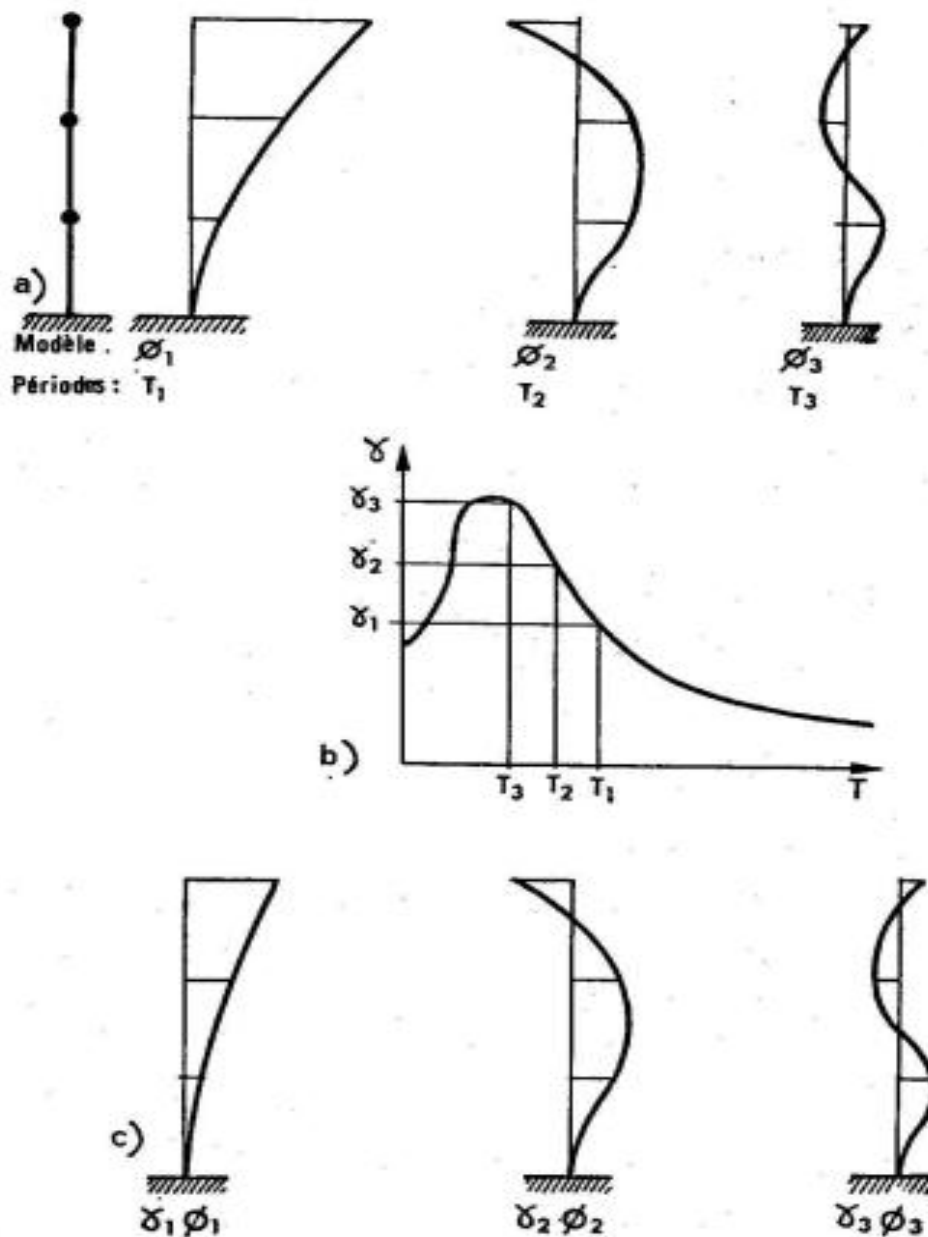


Figure II.19 : principes de l'étude, du spectre de réponse [40].

a) Calcul des vecteurs propres. b) Lecture du spectre. c) Réponses modales.

III.11 Analyse modale spectrale

C'est une méthode basée sur le calcul numérique des différents modes de vibrations. Elle peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. Cette méthode permet de simplifier les

calculs qui nous amènent alors à procéder à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure [54].

III.11.1. Représentation spectrale du mouvement sismique

L'action sismique est injectée à la structure sous forme d'un spectre de réponse. Dépendant du type et de l'importance de la structure, l'action sismique peut être définie comme étant :

- Un système de forces latérales équivalentes.
- Un spectre de réponse.
- Un spectre de puissance.
- Un accélérogramme.

III.11.2. Spectre de repense

Les méthodes spectrales utilisent la représentation du mouvement sismique par spectre de réponse, elles s'appliquent à tous types de structures ayant un comportement élastique linéaire ce qui permet d'utiliser les modes propres.

Elles comportent les étapes suivantes :

- Etablissement d'un modèle de calcul qui reproduit le mieux le comportement dynamique.
- Calcul des modes propres.
- Sélection des modes utiles.
- Calcul des réponses de la structure par combinaison des réponses modales.

La pratique actuelle la plus répondue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse. Les spectres caractérisent les séismes beaucoup plus clairement que les accélérogramme. L'utilisation d'un spectre de réponse s'effectue différemment selon qu'il s'agit d'un spectre de déplacement ou d'un spectre d'accélération. La définition de l'action sismique par un spectre de réponse est une méthode particulièrement adapté pour :

- ✓ Synthétiser par une enveloppe couvrante tout le domaine des fréquences les efforts de plusieurs accélérogramme aux contenus très différents.
- ✓ Prendre en compte la nature du terrain situé sous la construction :

- ✓ Tenir compte de l'intensité probable du séisme, du niveau de protection recherché et ceci en fonction de l'importance du bâtiment étudié, ce qui revient à caler le spectre au niveau de l'action sismique [55].

II.11.3. Types Spectre de réponse

II.11.3.1. Spectre de réponse élastique

La réponse élastique d'un système à un seul degré de liberté (SDOF) est déterminée après avoir digitalisé l'accélérogramme (naturel ou artificiel) d'un séisme donné en assumant des valeurs numériques pour la période et l'amortissement. Le mouvement dynamique est appliqué à la base du modèle (comme une console représentant la structure encastree dans le sol). L'histoire complète de la réponse de ce système élastique peut être calculée. Les valeurs maximales des accélérations, vitesses et déplacements sont alors déterminées. En répétant cette procédure pour un grand nombre de systèmes SDOF pour une valeur spécifique de l'amortissement, le graphe du spectre de réponse est obtenu. Pour cause d'effet de résonance, le spectre a la tendance à amplifier l'action sismique pour une certaine gamme de périodes [56].

Le but de ces spectres est d'introduire cette amplification. Il existe deux manières de représentation du spectre de réponse :

- Tripartite ; la réponse de tous les paramètres ensemble (figure III.20).
- Graphe séparé ; les accélérations, les vitesses et les déplacements, pour une période donnée, sont obtenus par lecture de valeurs correspondantes aux paramètres introduits.

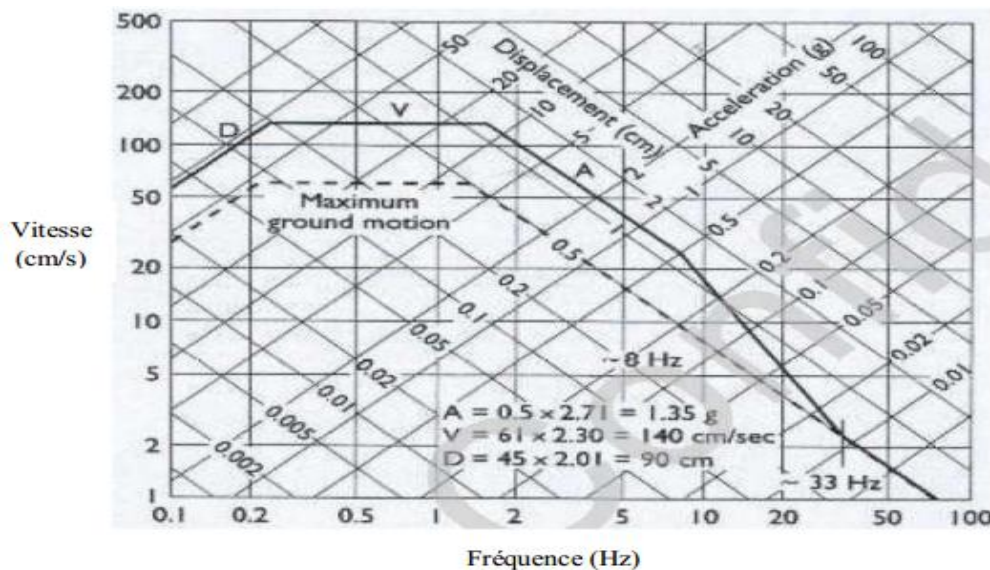


Figure III.20 : Spectre élastique correspondant à 0.5g et 5% d'amortissement (Newmark-Hall 1982)

La valeur de la réponse peut être exprimée en termes d'accélération (\ddot{U}), de vitesse (\dot{U}) ou de déplacement (U). Ils sont établis pour une valeur d'amortissement déterminée (généralement 5%). Il est possible de passer de l'un à l'autre en utilisant les formules de pseudo -dérivation suivantes [57].

$$\left\{ \begin{array}{l} \dot{U}(T) = \omega \ddot{U}(T) \\ U(T) = \omega \dot{U}(T) = \omega^2 \ddot{U}(T) \end{array} \right. \quad (\text{III.15})$$

Où : $\omega = \frac{2\pi}{T}$ désigne la pulsation propre non amortie.

II.11.3.2. Spectre lissé

Comme le spectre élastique actuel présente beaucoup de pics, il ne pourra, donc, être utilisé dans la pratique, pour cela il devient nécessaire de le lisser (figure III.21). Cette ondulation est lissée par une combinaison de variations linéaires et hyperboliques [58].

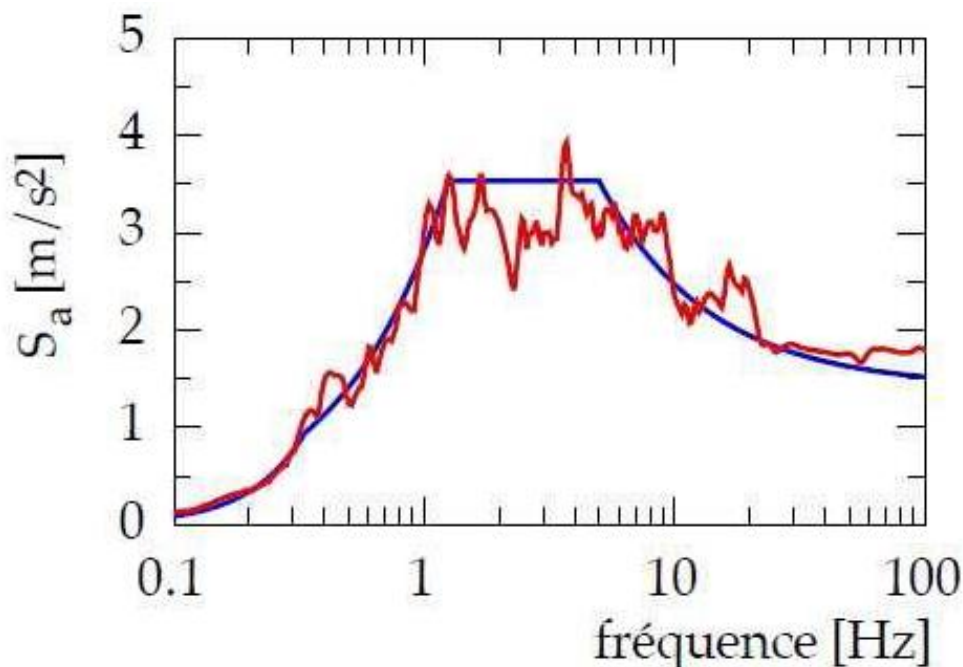


Figure III.21 : Spectre lissé

II.11.3.3. Spectre normalisé

Il est d'usage recommandé d'employer un spectre de dimensionnement ou de calcul de forme générale tel que indiquée sur la (figure III.22), il est souvent normalisé pour la valeur max de l'accélération du sol. Le spectre de dimensionnement prend les valeurs max des pseudos accélérations ' \ddot{U} ' en fonction de la période et d'un coefficient d'amortissement donné.

Le spectre d'accélération recommandé par les différents codes pour le dimensionnement de structures parasismiques introduit l'effet de site (S) à travers la période caractéristique (T_1). Le facteur de site désigne effectivement le rapport des réponses d'accélérations spectrales dans les plages des moyennes et longues périodes. Il a été introduit afin d'adapter le spectre donné pour un site rocheux aux autres sites, en d'autres termes modifier ce spectre en fonction de la catégorisation de sites [58.59] (figure III.18).

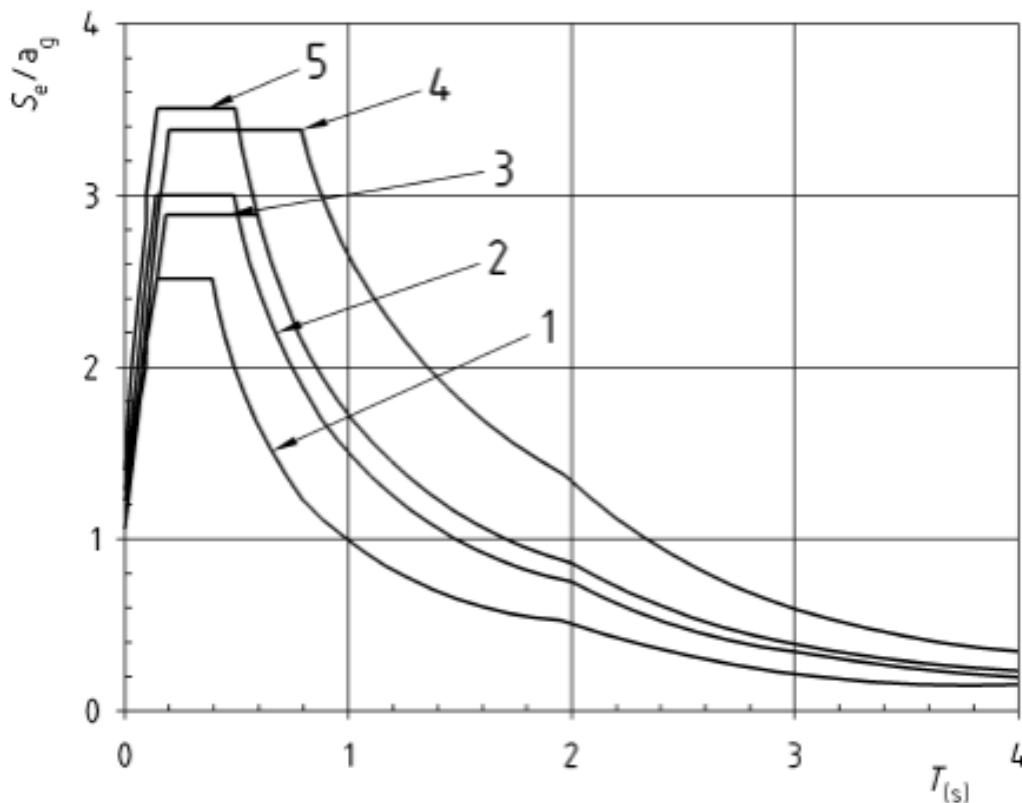


Figure III.22 : Exemple des spectres de réponse élastiques normalisés pour les différents types de sols (à 5 % d'amortissement).

II.11.4. Spectre inélastique

Le spectre de réponse élastique est obtenu à partir de l'amplification de la réponse maximale du mouvement du sol exprimée soit en accélération, vitesse et déplacement sous l'effet de la résonance. Le spectre inélastique est obtenu en réduisant le spectre élastique de calcul afin de tenir compte de la capacité de dissipation d'énergie de la structure. Ce spectre inélastique peut être obtenu de plusieurs façons :

- En réduisant le spectre de réponse élastique par un coefficient empirique indépendant de la période de vibration de la structure connu aussi comme facteur de comportement R afin de considérer la déformation inélastique de la structure (figure III.23.a).
- En réduisant le spectre de réponse élastique par un coefficient variable en fonction de la période de vibration de la structure connu comme le facteur de comportement (R ou q) afin de considérer la déformation inélastique de la structure (figure II.23.b).
- Le spectre inélastique peut être déterminé directement en utilisant un système élastoplastique à un seul degré de liberté SDOF sujet à un mouvement du sol (figure III.23.c). Le spectre inélastique dans ce cas prend en considération les conditions locales du site, la période de vibration...etc. [56].

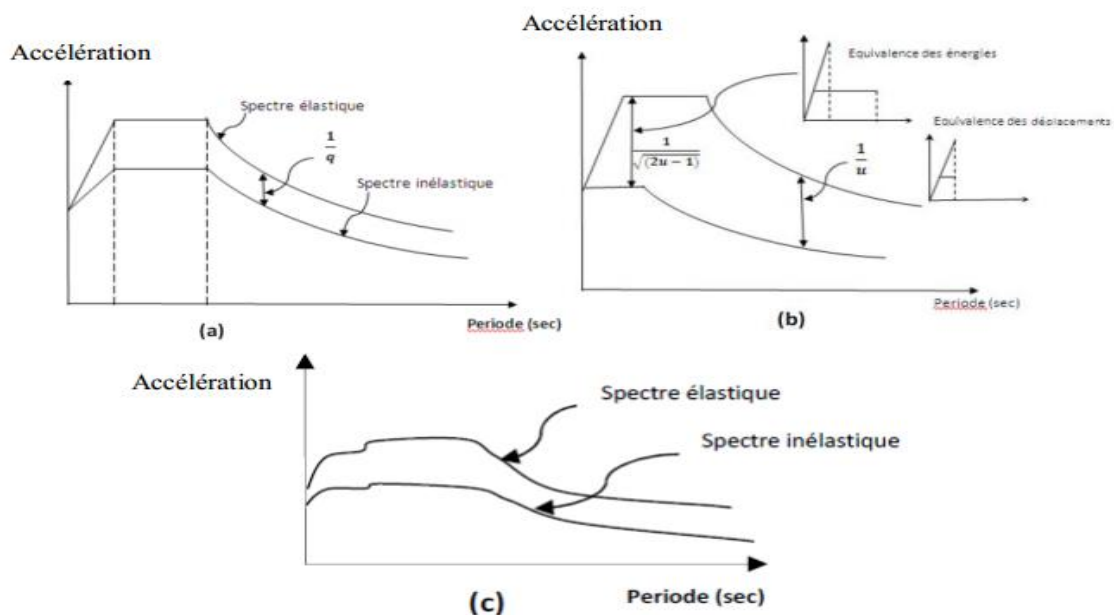


Figure III.23 : Spectres inélastiques en utilisant : (a) R constant, (b) R variable, (c) Détermination directe à travers un système élasto-plastique (Méthode de NEWMARK et HALL) [29].

III.11.4.1 Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représenté par le spectre de réponse suivant :

$$\frac{\ddot{U}}{g} = \begin{cases} 1,25 \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \eta (1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5 \eta (1,25A) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 0,3 \text{ s} \end{cases}$$

Tel que :

- A : coefficient d'accélération de zone.
- η : coefficient de correction d'amortissement.
- Q : facteur de qualité.
- T : période de la structure.
- T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
- R : coefficient de comportement.
- η : coefficient de correction d'amortissement, donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \quad (\text{III.16})$$

Avec :

- ξ : pourcentage d'amortissement critique donnée par le tableau II.7 du RPA99/2003. [60].

Tableau III.4 : Valeurs de ξ (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou Murs
	Béton armé	Acier	Béton armé /maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

2. Situations à considérer [52].

Les modes de vibration à considérer est :

- Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions
 - la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit au moins égale à 90% de la masse totale de la structure,
 - ou que tous les modes retenus ont une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale ;
- Dans le cas où les conditions citées ci-dessus alors :

Le nombre minimal de modes (**K**) : $K \geq 3\sqrt{N}$; $T_k \leq 0.2$ s

N : est le nombre de niveaux au-dessus du sol

T_k : la période du mode **K**.

Conclusion :

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

Les spectres de réponse constituent un outil très pratique pour les ingénieurs de quantifier les exigences du mouvement du tremblement de terre sur la capacité des bâtiments à résister aux tremblements de terre [61].

CHAPITRE IV
Modélisation Numérique

IV.1 Introduction

Ce chapitre est dédié à la modélisation numérique, avec pour objectif principal l'évaluation de l'interaction sol-structure (ISS) d'un bâtiment à plusieurs étages en portiques en béton armé comme système de résistance aux charges latérales. Cela est réalisé en utilisant l'analyse dynamique linéaire (spectre de réponse) pour déterminer les déplacements, les efforts tranchants et les moments dans les deux cas, avec et sans l'interaction sol-structure, en prenant en compte différents types de sol. La modélisation implique une analyse dynamique linéaire par spectre de réponse en 3D d'un bâtiment R+3 à l'aide du logiciel SAP 2000. Cette analyse en 3D permettra principalement d'évaluer les réponses sismiques dans les deux principaux sens, puis de comparer les résultats afin de déterminer l'effet de l'ISS sur les structures en portiques en béton armé.

IV.2 Présentation et caractéristiques des structures

IV.2.1 Description du bâtiment étudié

Il s'agit d'un bâtiment en béton armé de 3 étages classé dans le groupe d'usage 2 (Habitation) dans la région de BELAIBA cette ville est classée par le règlement RPA99/version 2003 comme une zone de sismicité moyenne (zone IIa).

Le système de contreventement est composé des portiques, 05 dans le sens transversal et 05 dans le sens longitudinal (voir la figure IV.1).

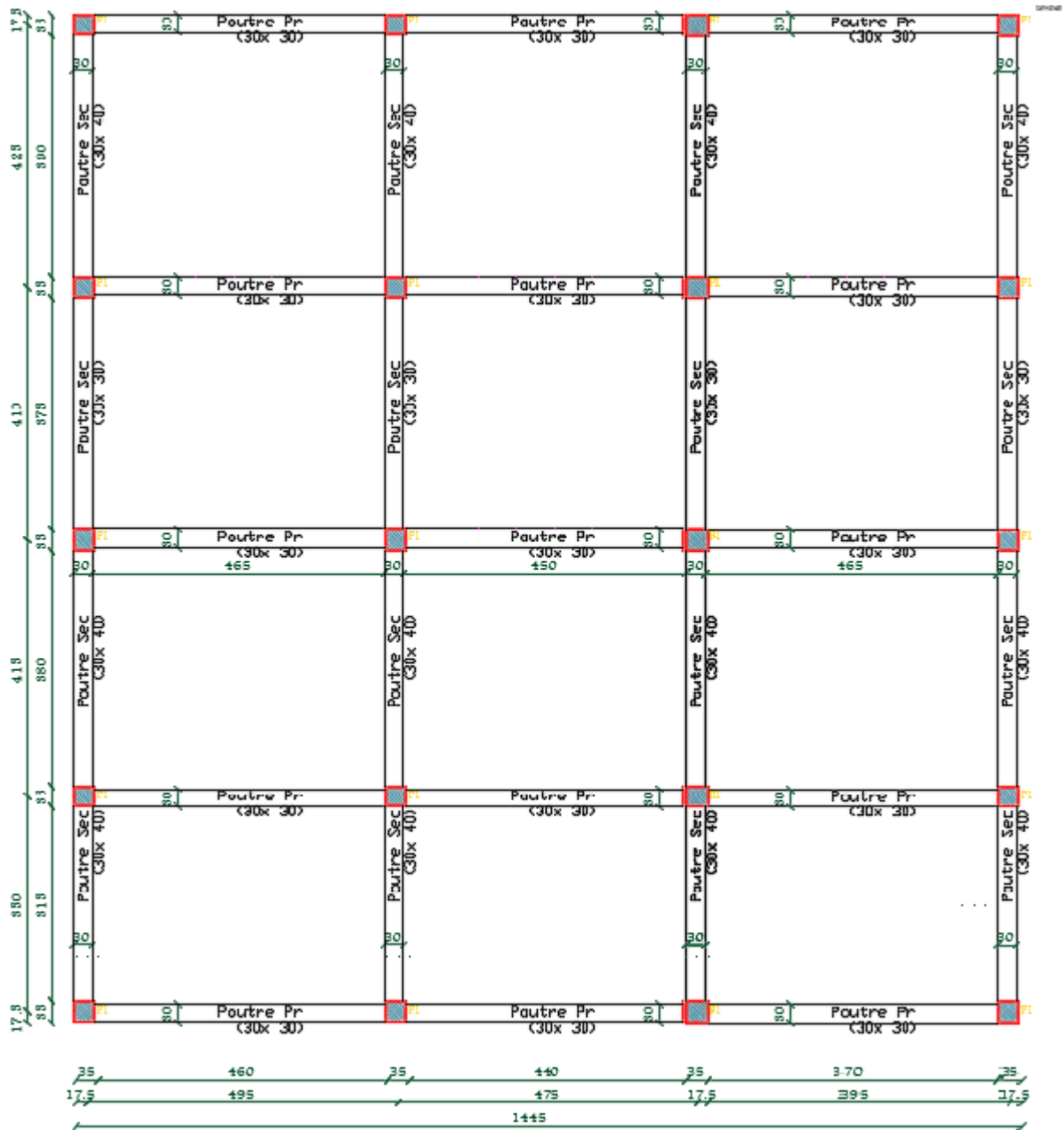


Figure IV.1 : Vue en plan d'un étage courant.

le tableau IV.1 représente les caractéristiques géométriques de bâtiment étudié.

Caractéristiques	(R+3)
Largeur [m]	12.70
Longueur [m]	14.60
Hauteur du R.D.C [m]	3
Hauteur d'étage courant (1.2.3) [m]	3
Hauteur totale [m]	12
Semelle [m]	1.5*1.5

IV.2.2. Caractéristiques de matériaux

Les propriétés du béton et acier utilisés :

Béton :

Composition du Béton

Le béton comporte les composants suivants : granulats, ciment, sable, eau.

Le béton doit satisfaire au traitement ultérieur les exigences suivantes :

- Sécurité de la structure.
- Propriétés particulières (confort).
- La durabilité et la résistance.
- L'environnement (respect de l'écologie).

Il est influencé par les grandeurs suivantes :

- Le malaxage (type et la durée).
- Le transport (type et le temps écoulé).
- La mise en œuvre (l'étalement, compactage).

Résistance caractéristique à la compression

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite : valeur caractéristique requise, notée f_{c28} . Cette résistance est mesurée sur éprouvette cylindrique ayant un diamètre de 16cm et une hauteur de 32cm écrasée en compression centrée.

Tableau IV.2 : Caractéristiques de béton.

La résistance caractéristique à la compression	$f_{c\ 28} = 25\ \text{MPa}$
La résistance caractéristique à la traction	$f_{t28} = 2,1\ \text{MPa}$
Le module de déformation longitudinal instantané	$E_{ij} = 32164,195\ \text{MPa}$
Le module de déformation longitudinal différé	$E_{vj} = 10818,865\ \text{MPa}$
	à l'ELU : $\nu = 0$ calcul des sollicitations (béton fissuré)

Coefficient de Poisson	à l'ELS : $\nu = 0,2$ calcul des déformations (béton non fissuré)
Déformation limite élastique	$\epsilon_{be} = 2\text{‰}$
Déformation ultime	$\epsilon_{bu} = 3,5\text{‰}$
Module de déformation transversale	$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

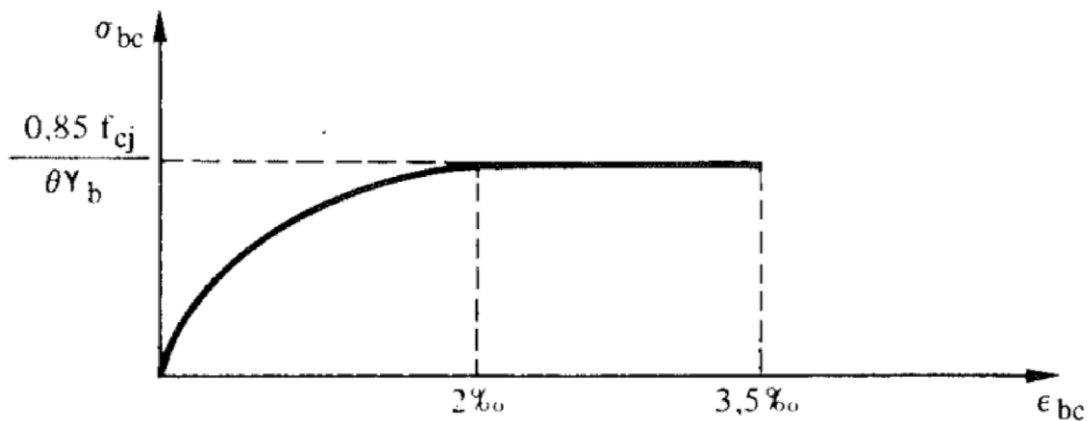


Figure IV.2 : Diagramme de déformation-contrainte pour le béton [62]

Acier :

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion. On distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25% de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40% de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : **$E_s = 200\ 000\text{MPa}$** .

Contrainte limite

a) Etat limite ultime

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte – déformation de la figure au-dessous (IV.3).

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow \text{aciers naturels} \quad (IV.1)$$

$$\sigma_s = \frac{1.1 f_e}{\gamma_s} \rightarrow \text{aciers écrouis}$$

Avec :

γ_s : Coefficient de sécurité dépend de type de situation.

$\gamma_s = 1.15$ en situation durable

$\gamma_s = 1$ en situation accidentelle.

Tableau IV.3 : Caractéristiques d'acier

Résistance limite élastique de l'acier Haute adhérence	$f_e = 400$ MPa
Déformation limite élastique	$\varepsilon_{se} = 2$ ‰
Déformation ultime	$\varepsilon_{su} = 10$ ‰

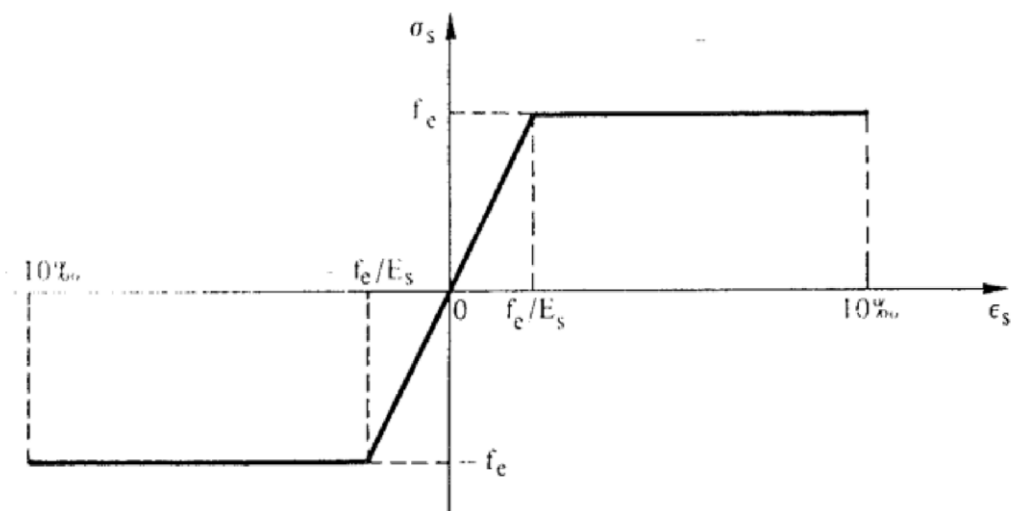
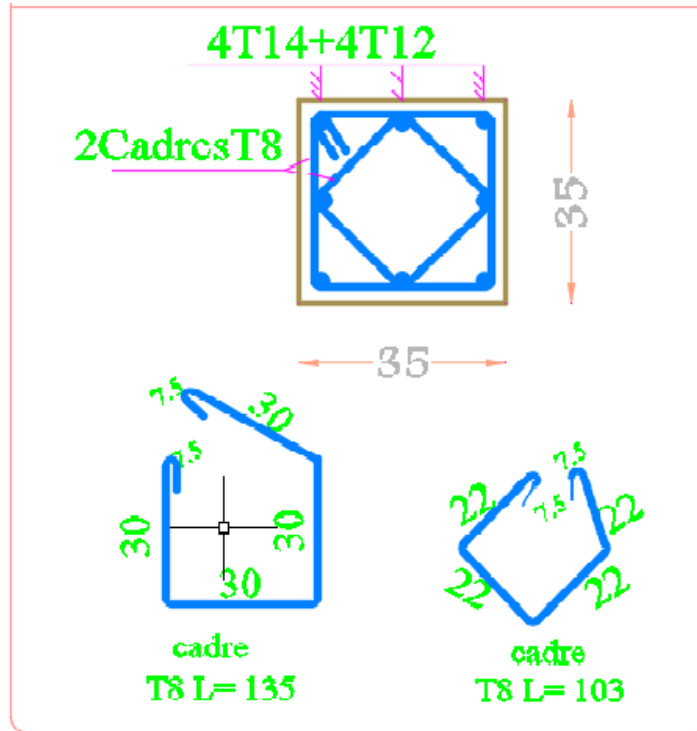
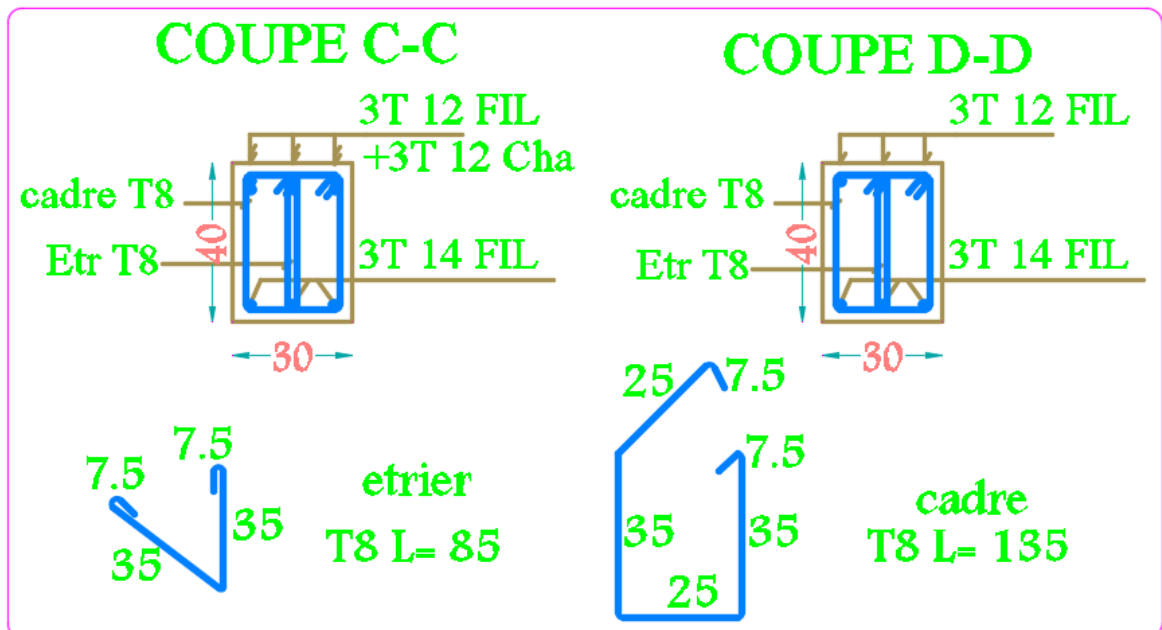


Figure IV.3 : Diagramme de déformation-contraainte pour l'acier [62]

Sections et ferrailage des poteaux



Sections et ferrailage des poutres.



IV.2.3. Description du projet

a) Planchers

Les planchers sont des éléments horizontaux séparant les différents niveaux et assurant essentiellement la transmission des charges aux éléments porteurs. Dans notre travail nous avons optés pour des dalles en corps creux (16+4) à cause de :

- Facilité de réalisation.
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Raison économique.

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 4cm.

Sections et ferrailage des Plancher

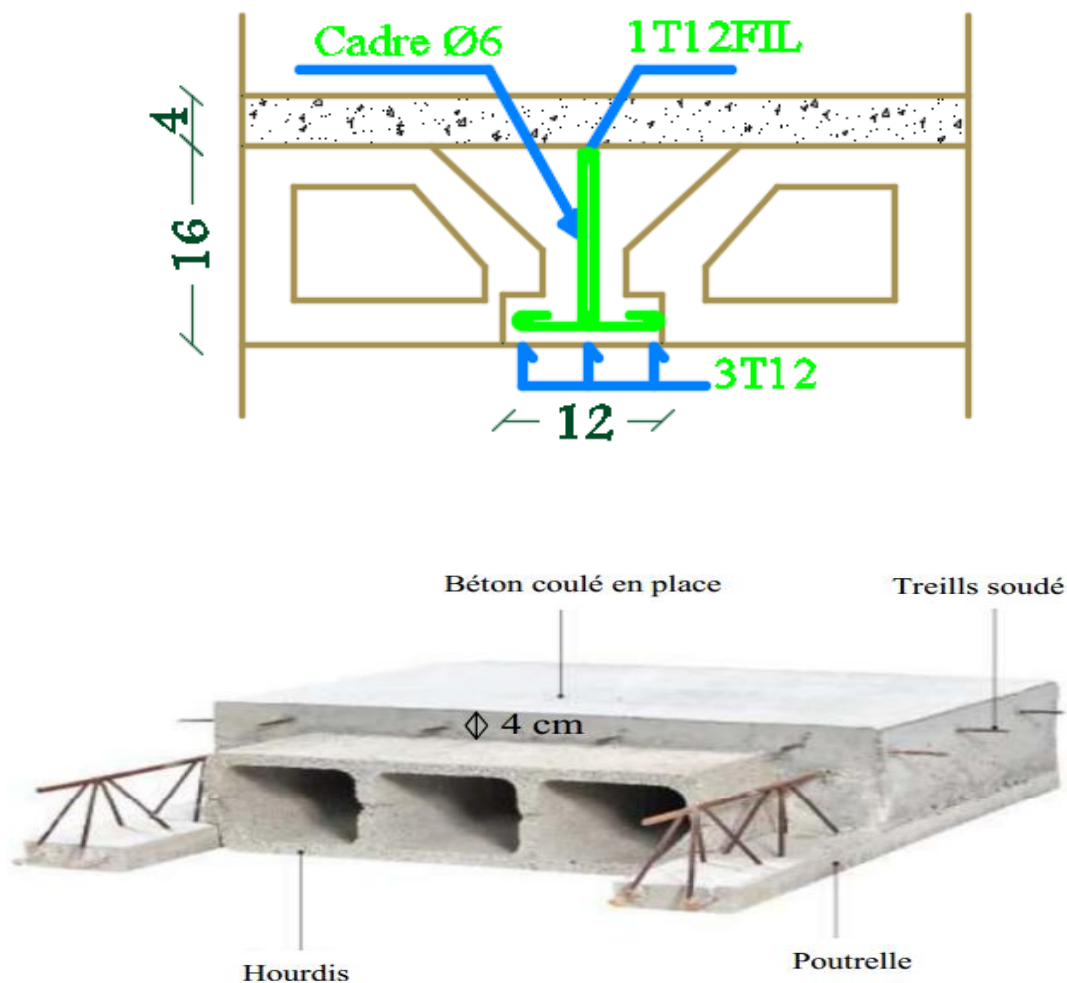


Figure IV.4 : Plancher à corps creux.

IV.2.4.Charges gravitaires :

Les charges gravitaires utilisées sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.4 : Charge permanent et d'exploitation.

Charge permanente(G)	5.4KN/m ²
Charge d'exploitation (Q)	1,5KN/m ²

IV.3.Modélisation de la structure :

La structure est situé en zone moyenne sismicité (IIa) et de groupe d'usage 2, le coefficient de comportement de la structure $R = 3,5$, Facteur de qualité $Q = 1$, et l'amortissement 5%. En l'absence d'interaction sol-structure (ISS), nous recourons à l'hypothèse d'encastrement parfait à la base. Nous adoptons une loi de comportement élastique linéaire. L'évaluation de la réponse de la structure se fait en prenant en compte les quatre spectres de calcul associés aux différentes catégories de types de sols (S1, S2, S3, S4). Le tableau IV.5 présente les paramètres de calcul.

Tableau IV.5 : Paramètres de calcul

Zone sismique	IIa
Groupe d'usage	2
Coefficient d'accélération de zone (A)	0,15
coefficient de comportement (R)	5
Facteur de qualité (Q)	1,2

IV.3.1. Modélisation sans interaction sol -structure (ISS) :

Dans le cas sans interaction sol-structure (ISS), l'encastrement à la base sera utilisé. La réponse de la structure est évaluée en tenant compte des quatre spectres de calcul associés aux différents types de sol (S1 : rocheux ; S2 : ferme ; S3 : meuble ; S4 : très meuble). La figure IV.5 représente la géométrie générale du modèle en 3D.

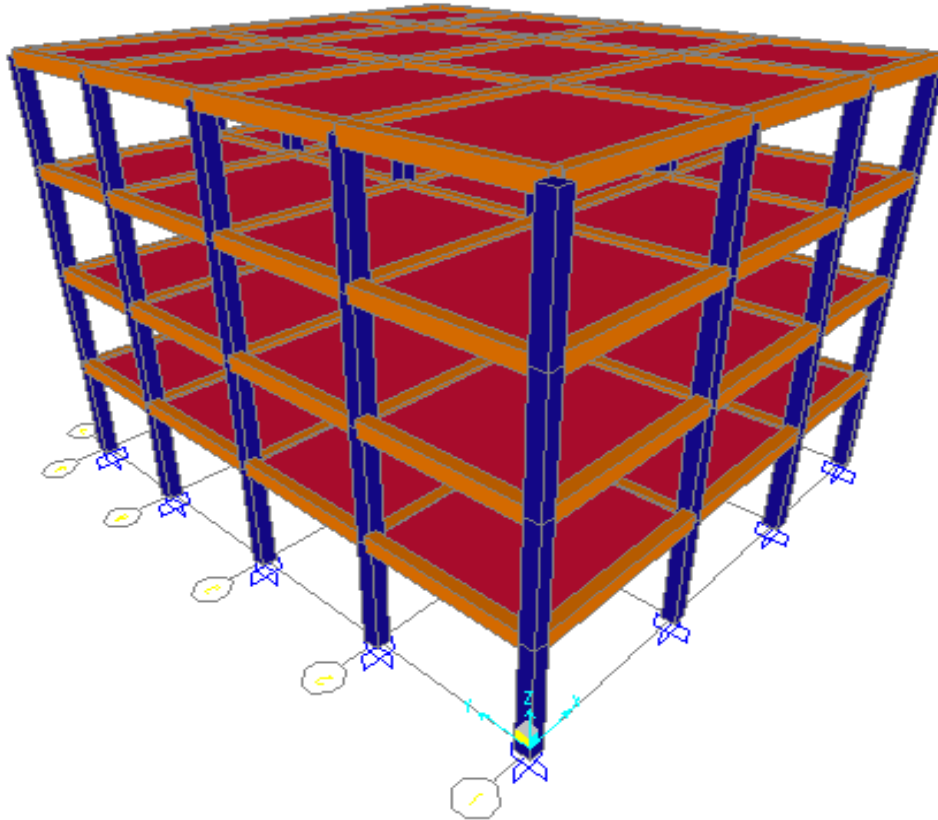


Figure IV.5 : Vue en 3D de structure sans interaction sol-structure (ISS).

IV.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximum d'un séisme sur une structure et comporte les étapes suivantes :

- Calcul des modes propres.
- Sélection des modes utiles.
- Calcul des réponses de la structure par combinaison des réponses modales.

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

Le spectre de réponse est une courbe représentant l'accélération maximal induite par les vibrations sismiques en fonction de la période propre d'un oscillateur harmonique simple (pendule, ressort,...) et de son amortissement critique. Le spectre de réponse est un outil utilisé par les concepteurs d'ouvrage (bâtiments, ou-

vrage d'art...). L'utilisation d'un spectre de réponse s'effectue différemment selon qu'il s'agit d'un spectre de déplacement ou d'un spectre d'accélération. L'action sismique est représenté par le spectre de réponse suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \eta (1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5 \eta (1,25A) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 0,3 \text{ s} \end{cases}$$

S_a : Accélération spectrale associée au mode de vibration de période T du bâtiment.

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Correction d'amortissement.

ζ : Pourcentage d'amortissement critique.

R : Le coefficient de comportement.

Q : Facteur de qualité.

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de types de sols.

La réponse de la structure est évaluée en considérant les quatre spectres de calcul associés aux différentes catégories de types de sols (S1, S2, S3 et S4) figure IV.6.

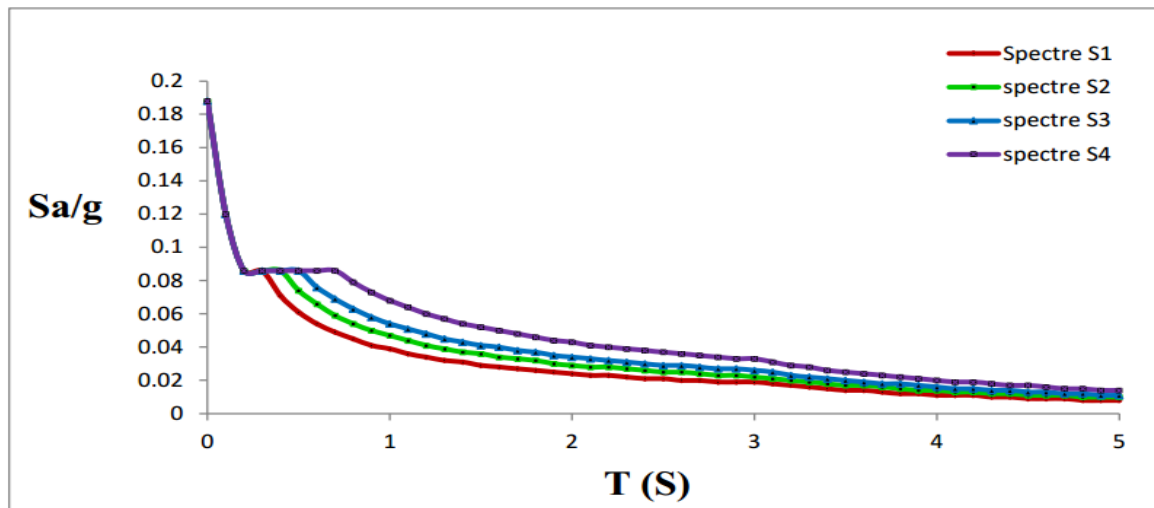


Figure IV.6 : Spectre de réponse de calcul des quatre types de sols.

IV.3.3. Modélisation avec interaction sol -structure (ISS) (ressorts de sol)

Dans le cas où il y a interaction entre le sol et la structure, nous utiliserons le même modèle de structure que celui employé dans le cas où il n'y a pas d'interaction sol-structure (ISS). Le modèle de ressorts du sol définit la réaction élastique du sol vis-à-vis des composantes de déplacement et de rotation de la fondation (voir figure).

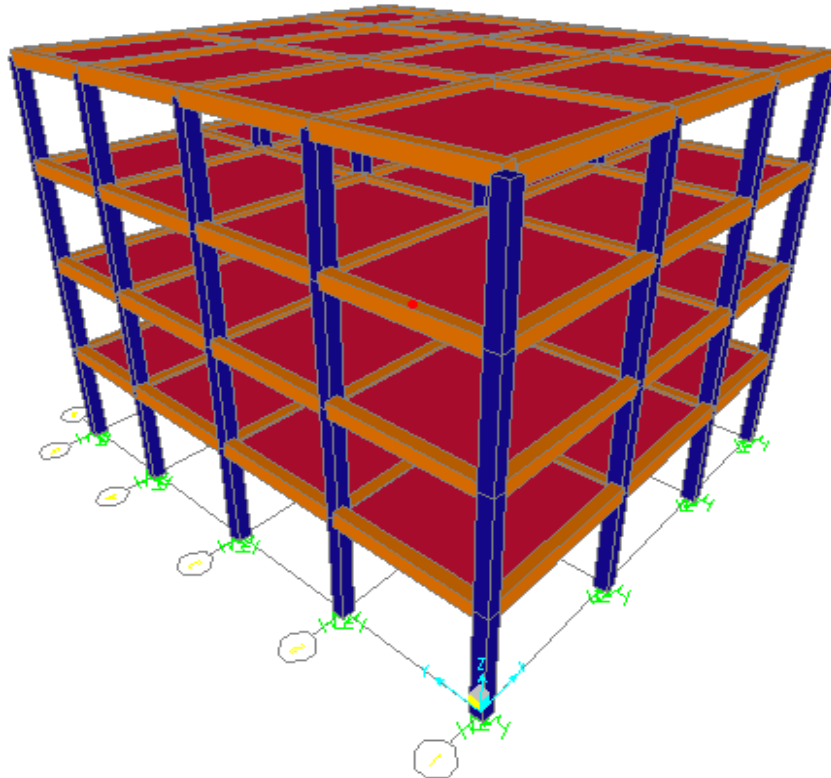


Figure IV.7 : Vue en 3D de structure avec interaction sol-structure (ISS).

IV.3.4. Modélisation du sol

Le même modèle de structure utilisé est obtenu à partir de l'interaction sol-structure (ISS). On considère que le sol est homogène avec un comportement élastique linéaire. Le modèle de ressorts de sol définit la réaction élastique du sol aux composantes de déplacement et de rotation de la fondation.

Plusieurs formulations pour calculer les raideurs du ressort de sol sont proposées. Parmi celles-ci, les formules de NEWMARK. Les valeurs des raideurs sont calculées à l'aide des relations données dans le tableau (IV.7).

Tableau IV.6 : Loi de raideurs (NEWMARK).

Mouvement	Semelle rigide rectangulaire
Vertical	$K_v = \frac{G}{1-\nu} \cdot B_z \cdot \sqrt{A}$
Horizontal	$K_h = 2(1+\nu) \cdot G \cdot B_x \cdot \sqrt{A}$
Balancement	$K_\phi = \frac{G}{1-\nu} \cdot B_\theta \cdot a^2 b$

Tableau IV.7 : Caractéristiques des différentes catégories de types des sols.

Types de sols	Description	Vitesse Vs (m/s)	Es (MPa)	ν	Gs (MPa)
S1	Rocheux	≥800	100-250	Entre 0 et 0.4	35-90
S2	ferme	≥400	20-80	Entre 0 et 0.4	7-29
S3	meuble	≥200	5-20	Entre 0 et 0.4	1-7
S4	Très meuble	≥100	1-4	Entre 0 et 0.4	0.3-1.5

Le tableau IV.8 indique les valeurs de rigidité de ressorts qui est module de young (**E**), module de cisaillement dynamique (**G**) et les raideurs des ressorts calculé avec loi de **NEWMARK**.

Tableau IV.8 : Rigidité de ressorts du sol.

Type de sol		S1(Rocheux)	S2 (Ferme)	S3 (Meuble)	S4 (Très meuble)
Module de Young E [Mpa]		220	60	15	2
Coefficient de poisson ν		0,2	0,2	0,3	0,3
Cisaillement dynamique G [KN/m ²]		91666,67	25 000	5769,23	769,23
Paramètre de calcule les raideurs	$\beta_{x, y}$	1	1	1	1
	β_z	2,19	2,19	2,19	2,19
	β_ϕ	0,5	0,5	0,5	0,5

Raideurs des ressorts de sol (KN/m)	Kh	330000	90000	22500	3 000
	Kv	376406.26	102656.25	27074,17	3609.8865
	K ϕ	193359.38	52734.375	13907.97	1854.39

IV.4. Résultats et interprétation sur les structures :

Les résultats obtenus sont calculés par SAP2000

IV.4.1. Résultats des déplacements :

Les déplacements horizontales de la structure sans et avec ISS pour les quatre types de sol sont présentées dans les tableaux IV.9, IV.10 respectivement :

Tableau IV.9 : Déplacements [m] sans ISS de poteau de rive pour les quatre types de sol (sens X).

Sol \ Niveau (m)	S1	S2	S3	S4
0	0	0	0	0
3	0,002	0,002	0,002	0,002
6	0,0047	0,0047	0,0047	0,0047
9	0,0068	0,0068	0,0068	0,068
12	0.008	0.008	0.008	0,008

Tableau IV.10 : Déplacements [m] avec ISS de poteau de rive pour les quatre types de sol (sens X)

Sol \ Niveau (m)	S1	S2	S3	S4
0	0	0	0	0.004
3	0,0071	0,0073	0.0076	0.0131
6	0,01	0,0103	0,0104	0.0193
9	0,0118	0.0123	0.0121	0.025
12	0,0129	0.0136	0.013	0.0302

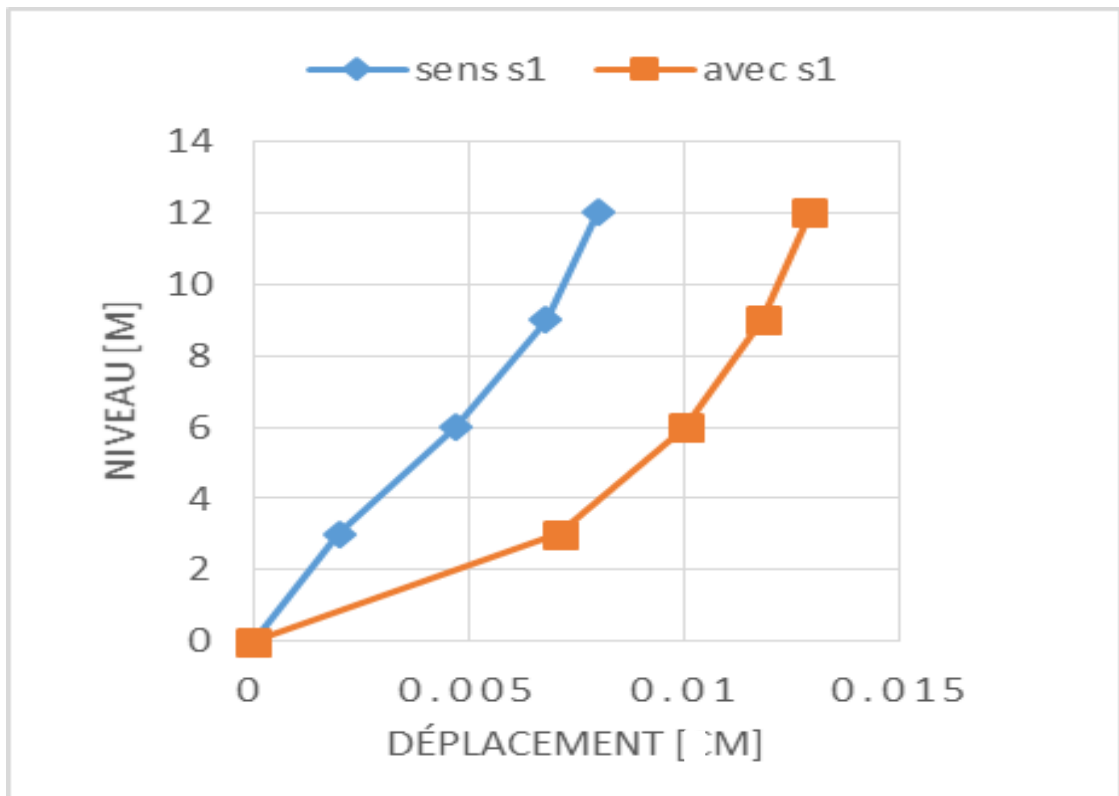


Figure IV.8 : Déplacements horizontal (sens x) du poteau de rive sans et avec ISS (sol S1)

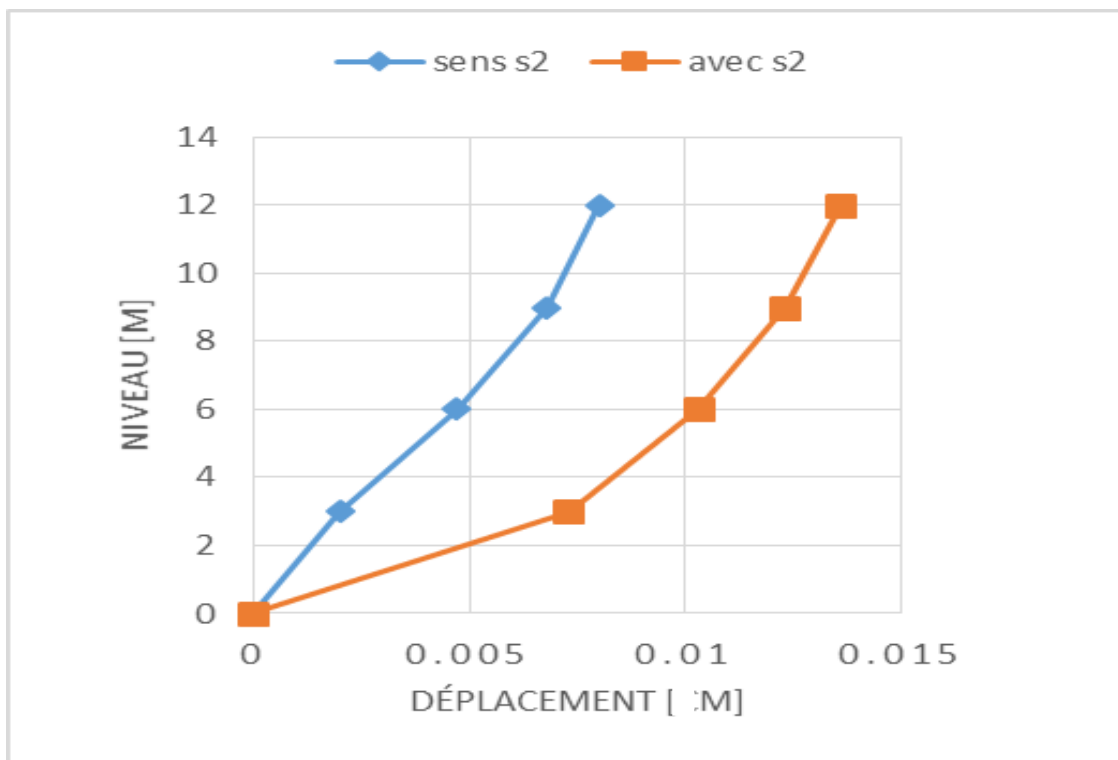


Figure IV.9 : Déplacements horizontal (sens x) du poteau de rive sans et avec ISS (sol S2).

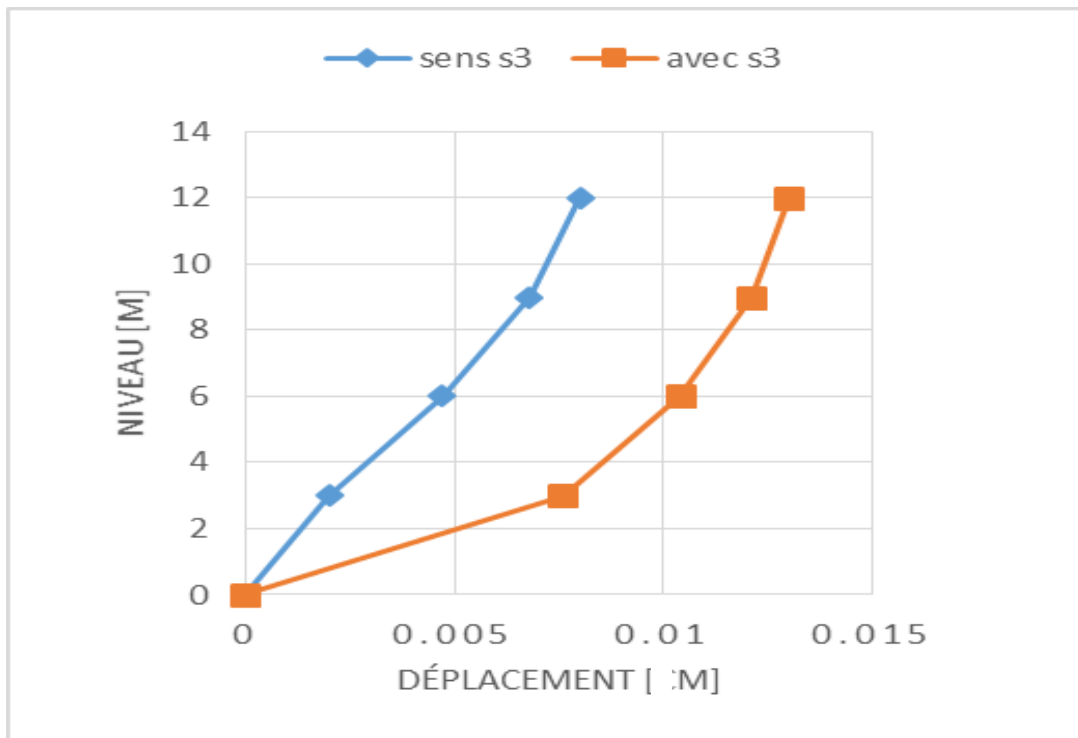


Figure IV.10 : Déplacements horizontal (sens x) du poteau de rive sans et avec ISS (sol S3).

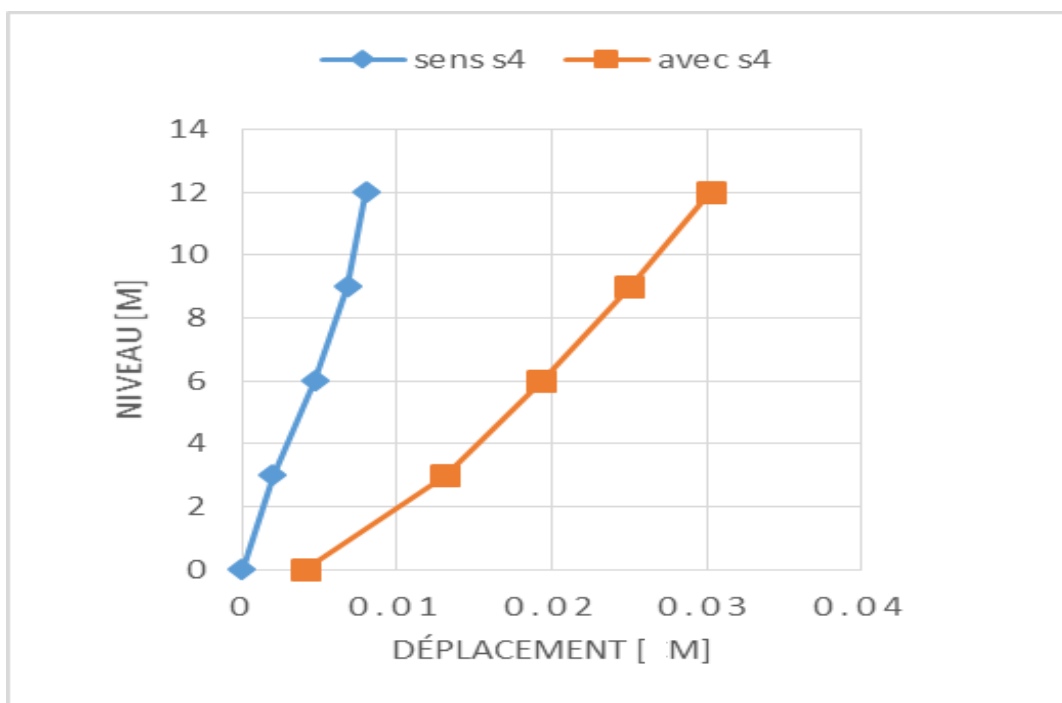


Figure IV.11 : Déplacements horizontal (sens x) du poteau de rive sans et avec ISS (sol S4).

Tableau IV.11 : Déplacements [m] sans ISS de poteau de rive pour les quatre types de sol (sens Y).

Sol Niveau (m)	S1	S2	S3	S4
0	0	0	0	0
3	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002
6	0,00063	0,00061	0,00061	0,00061
9	0,0009	0,0009	0,0009	0,0009
12	0,0011	0,0011	0,0011	0,0011

Tableau IV.12 : Déplacements [m] avec ISS de poteau de rive pour les quatre types de sol (sens Y).

Sol Niveau (m)	S1	S2	S3	S4
0	0	0	0	0
3	0,0026	0,0011	0,0013	0,00022
6	0,0054	0,0016	0,0018	0,00051
9	0,0075	0,0019	0,0021	0,00056
12	0,0088	0,0021	0,0023	0,00059

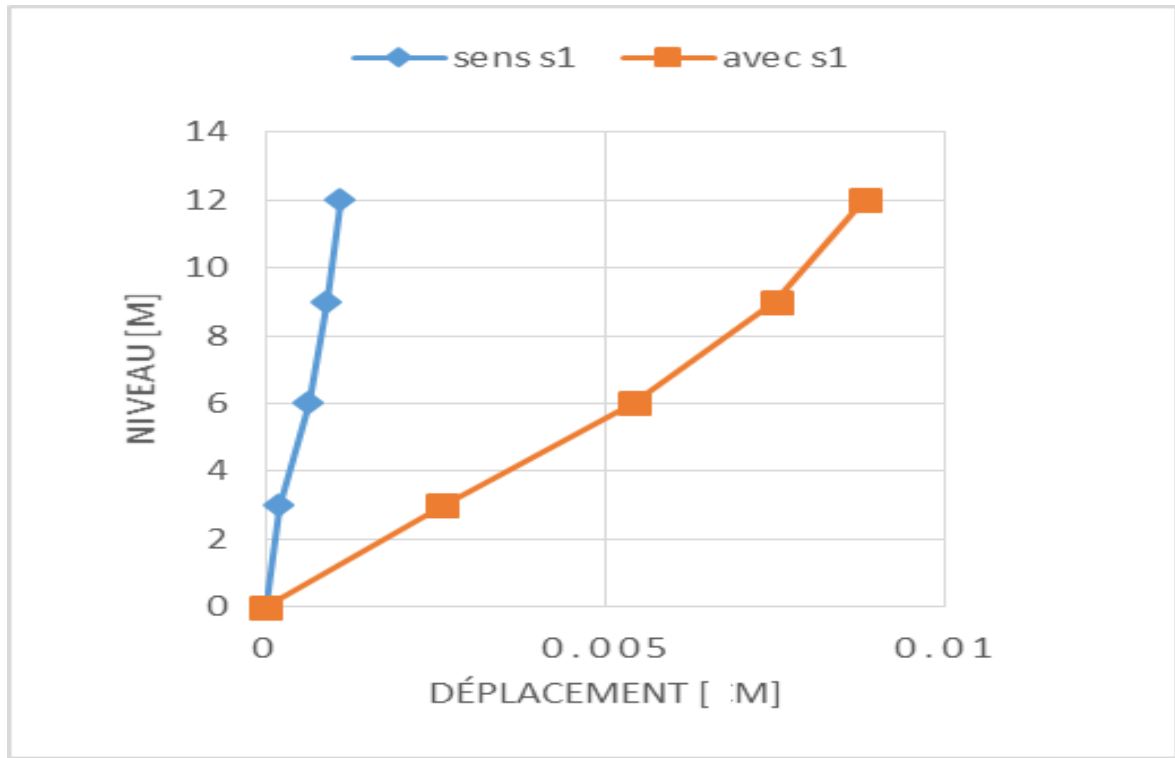


Figure IV.12 : Déplacements horizontaux (sens y) du poteau de rive sans et avec ISS (sol S1)

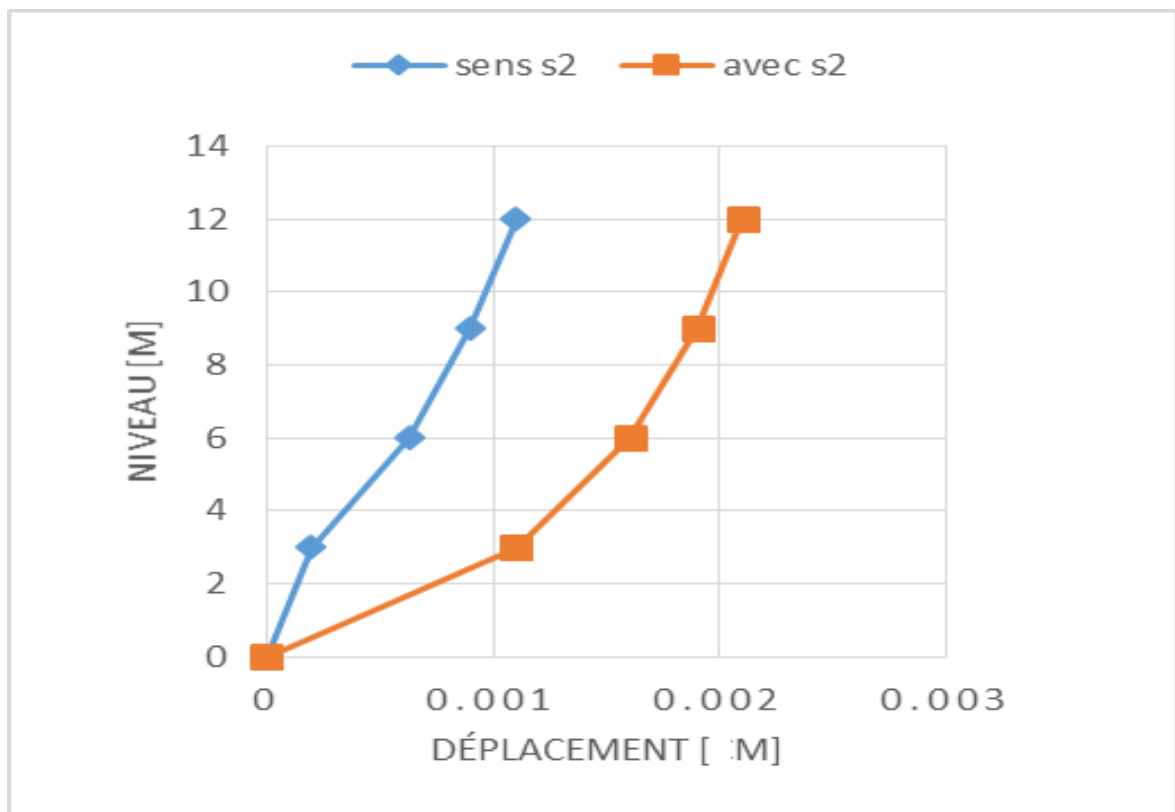


Figure IV.13 : Déplacements horizontaux (sens y) du poteau de rive sans et avec ISS (sol S2)

Commentaires

Le déplacement de chaque étage est représenté dans des tableaux (IV.9, IV.10, IV.11, IV.12) et des figures (figure IV.8, IV.9, IV.10, IV.11, IV.12, IV.13, IV.14, IV.15), à partir des quels on peut voir :

- Dans les deux cas, avec ou sans ISS, le déplacement augmente en fonction du niveau de la structure dans les quatre types de sol.
- Le déplacement dans le cas avec ISS augmente plus rapidement que dans le cas sans ISS.
- Dans le cas sans ISS, le déplacement à la base est nul.
- Dans le cas avec ISS, le déplacement à la base augmente en fonction du type de sol.
- Les sols S1 et S3, ainsi que S3 et S4, présentent les mêmes valeurs de déplacement dans le cas sans ISS.

IV.4.1.1. Déplacement maximal :

Le tableau IV.13, IV.14 et les figures IV.16 ci-dessous présentent les résultats des déplacements maximaux obtenus pour la structure sans et avec l'interaction sol – structure.

Tableau IV.13 : Comparaison des résultats des déplacements maximal [m] sans et avec ISS (sens y)

Site	Sans ISS	Avec ISS	comparaison
S1	0.0011	0,0088	0,0077
S2	0.0011	0,0021	0,001
S3	0.0011	0.0023	0.0012
S4	0.0011	0.00059	0.0048

Tableau IV.14 : Comparaison des résultats des déplacements maximal [m] sans et avec ISS (sens x)

Site	Sans ISS	Avec ISS	comparaison
S1	0.008	0,0129	0.0049
S2	0.008	0,0136	0.0046
S3	0.008	0.013	0.005
S4	0.008	0.0302	0.0222

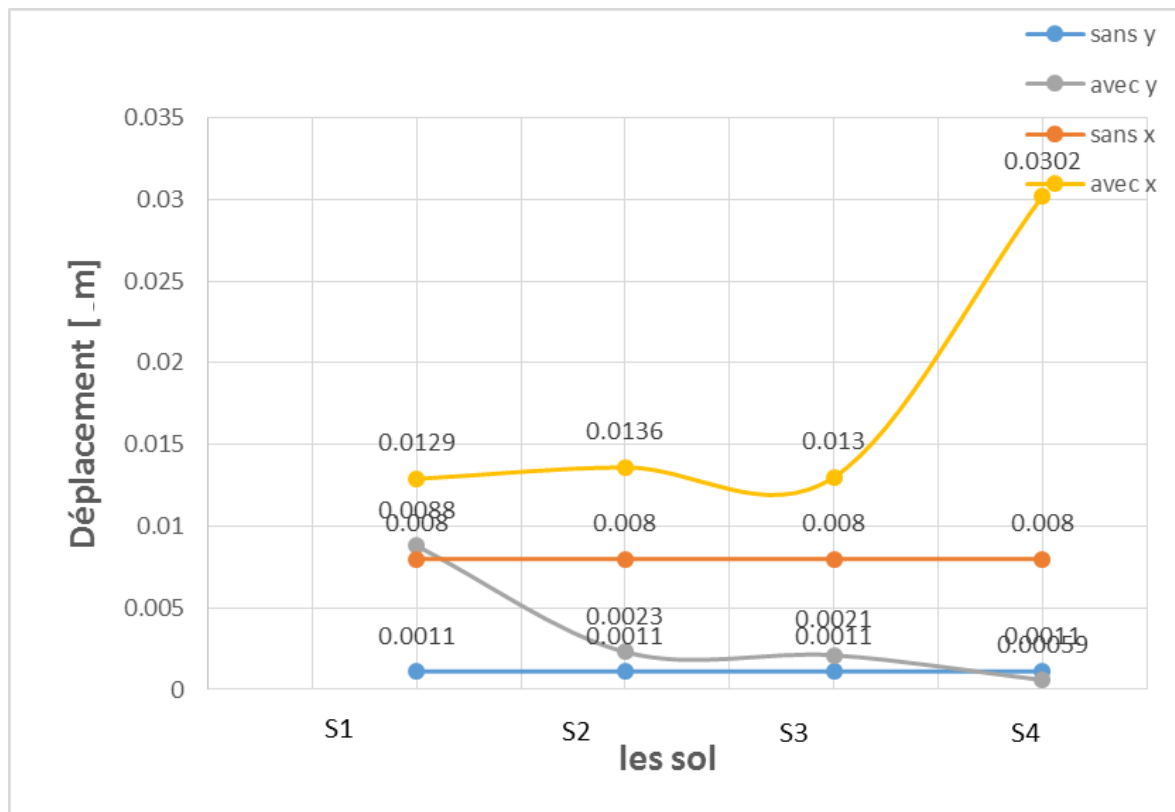


Figure IV.16 : Variation du déplacement en fonction du sol sans et avec ISS.

Commentaires :

Dans la figure IV.16, on remarque que, dans le cas avec ISS, le déplacement de la structure est plus grand que dans le cas sans ISS pour tous les sols S1, S2, S3 et S4.

IV.4.2. Résultats de l'effort tranchant :

Les efforts tranchants de la structure sans et avec ISS pour les quatre types de sol sont présentés dans les tableaux IV.15, IV.16 respectivement :

Tableau IV.15 : Les efforts tranchants [KN] sans ISS de poteau de rive pour les quatre types de sol (Sens X).

Niveau (m)	Sol			
	S1	S2	S3	S4
0	0.19	0.19	0.19	0.19
3	0.19	0.19	0.19	0.19
3	0.19	0.19	0.19	0.19
3	0.15	0.15	0.15	0.15
6	0.15	0.15	0.15	0.15
6	0.15	0.15	0.15	0.15
6	0.12	0.12	0.12	0.12
9	0.12	0.12	0.12	0.12
9	0.12	0.12	0.12	0.12
9	0.6	0.6	0.6	0.6
12	0.6	0.6	0.6	0.6
12	0	0	0	0

Tableau IV.16 : Les efforts tranchants [KN] avec ISS de poteau de rive pour les quatre types de sol (Sens X).

Niveau (m)	Sol			
	S1	S2	S3	S4
0	0.18	0.17	0.18	0.12
3	0.18	0.17	0.18	0.12
3	0.18	0.17	0.18	0.12
3	0.11	0.10	0.11	0.04
6	0.11	0.10	0.11	0.04

6	0.11	0.10	0.11	0.04
6	0.09	0.08	0.09	0.04
9	0.09	0.08	0.09	0.04
9	0.09	0.08	0.09	0.04
9	0.04	0.03	0.04	0.01
12	0.04	0.03	0.04	0.01
12	0	0	0	0

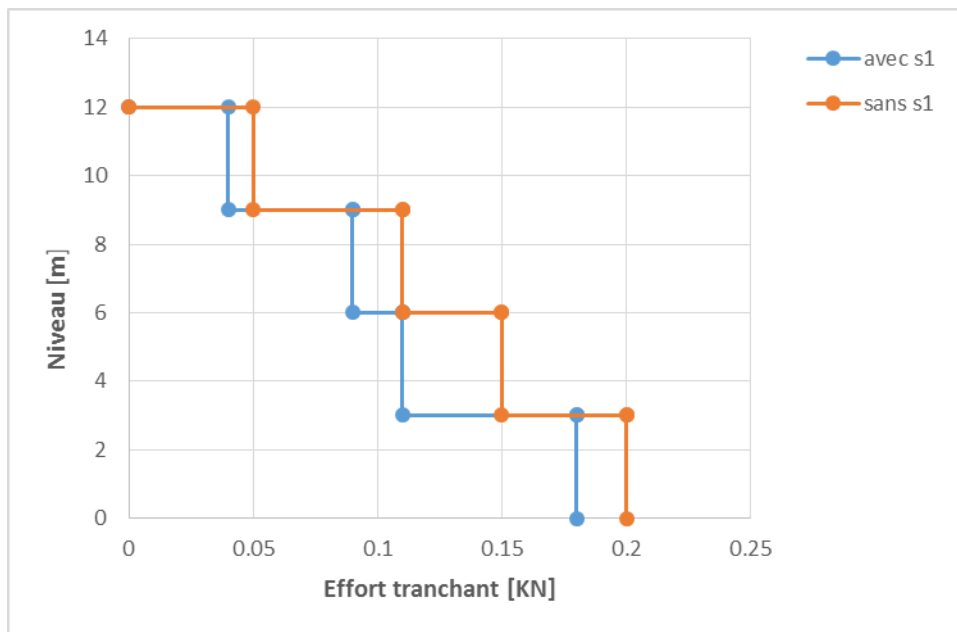


Figure IV.17 : Effort tranchant (sens x) de poteau de rive sans et avec ISS (sol S1).

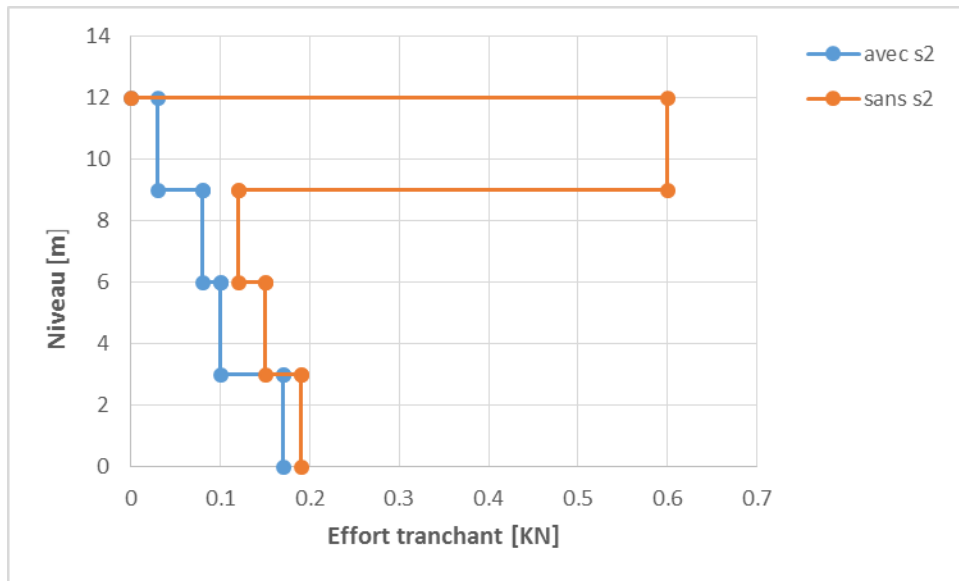


Figure IV.18 : Effort tranchant (sens x) de poteau de rive sans et avec ISS (sol S2).

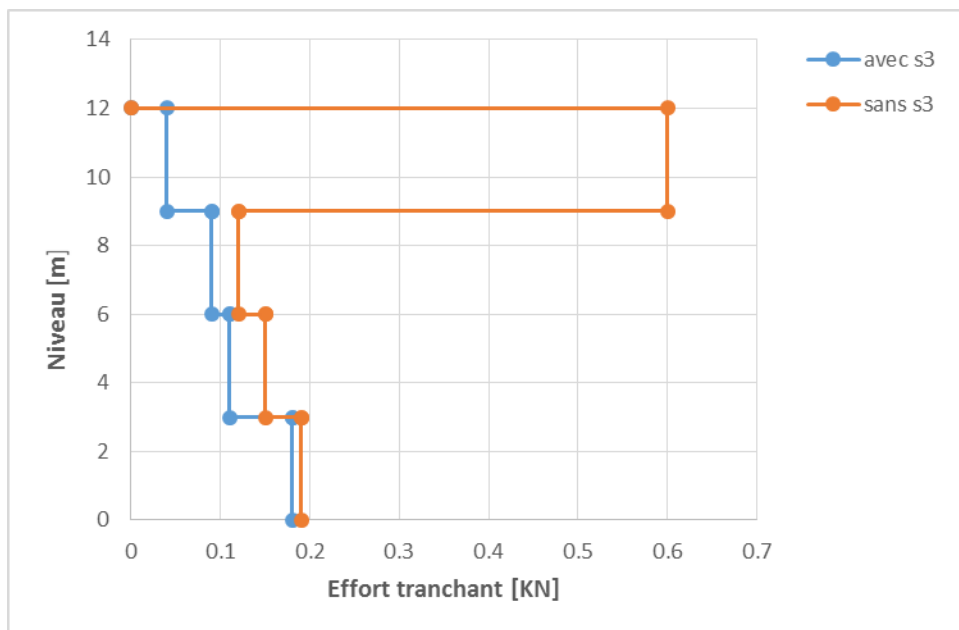


Figure IV.19 : Effort tranchant (sens x) de poteau de rive sans et avec ISS (sol S3).

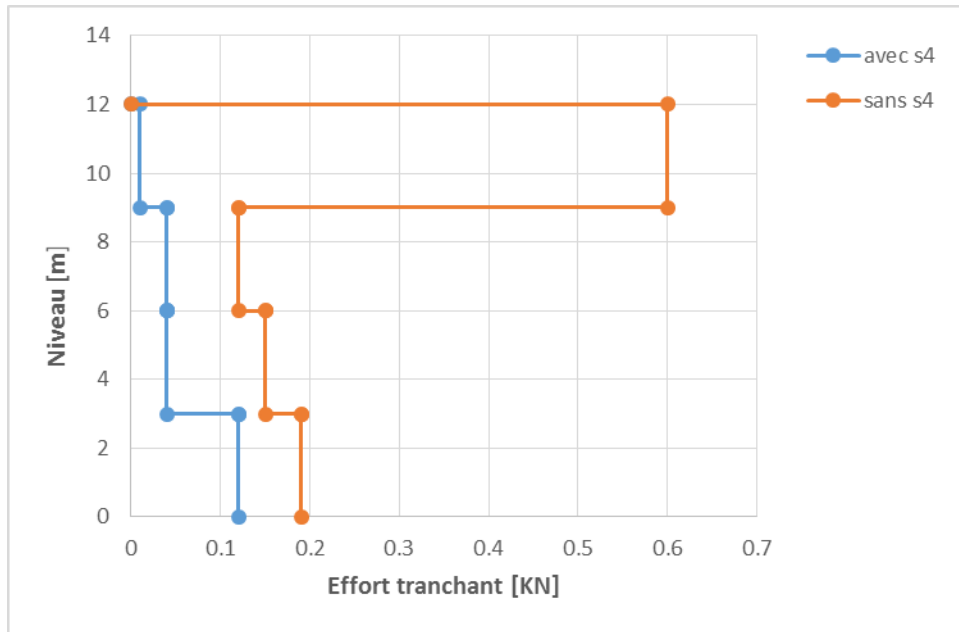


Figure IV.20 : Effort tranchant (sens x) de poteau de rive sans et avec ISS (sol S4).

Tableau IV.17 : Les efforts tranchants [KN] sans ISS de poteau de rive pour les quatre types de sol (Sens Y).

Niveau (m)	Sol			
	S1	S2	S3	S4
0	0.20	0.20	0.20	0.20
3	0.20	0.20	0.20	0.20
3	0.20	0.20	0.20	0.20
3	0.15	0.15	0.15	0.15
6	0.15	0.15	0.15	0.15
6	0.15	0.15	0.15	0.15
6	0.11	0.11	0.11	0.11
9	0.11	0.11	0.11	0.11
9	0.11	0.11	0.11	0.11
9	0.05	0.05	0.05	0.05
12	0.05	0.05	0.05	0.05
12	0	0	0	0

Tableau IV.18 : Les efforts tranchants [KN] avec ISS de poteau de rive pour les quatre types de sol (Sens Y).

Niveau (m)	Sol			
	S1	S2	S3	S4
0	0.21	0.19	0.20	0.13
3	0.21	0.19	0.20	0.13
3	0.21	0.19	0.20	0.13
3	0.15	0.12	0.13	0.04
6	0.15	0.12	0.13	0.04
6	0.15	0.12	0.13	0.04
6	0.11	0.9	0.10	0.04
9	0.11	0.9	0.10	0.04
9	0.11	0.9	0.10	0.04
9	0.05	0.03	0.04	0.01
12	0.05	0.03	0.04	0.01
12	0	0	0	0

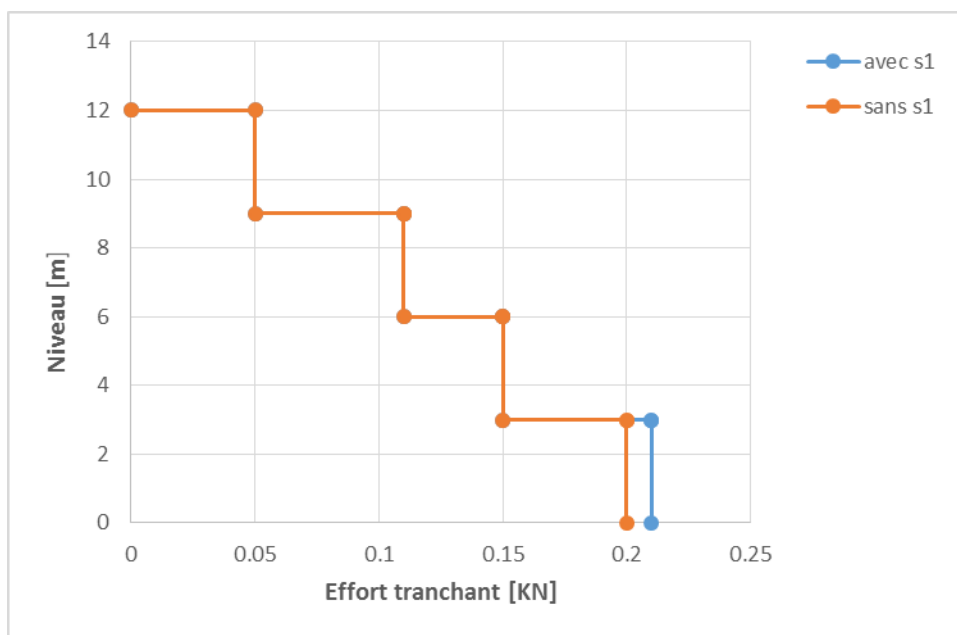


Figure IV.21 : Effort tranchant (sens Y) de poteau de rive sans et avec ISS (sol S1).

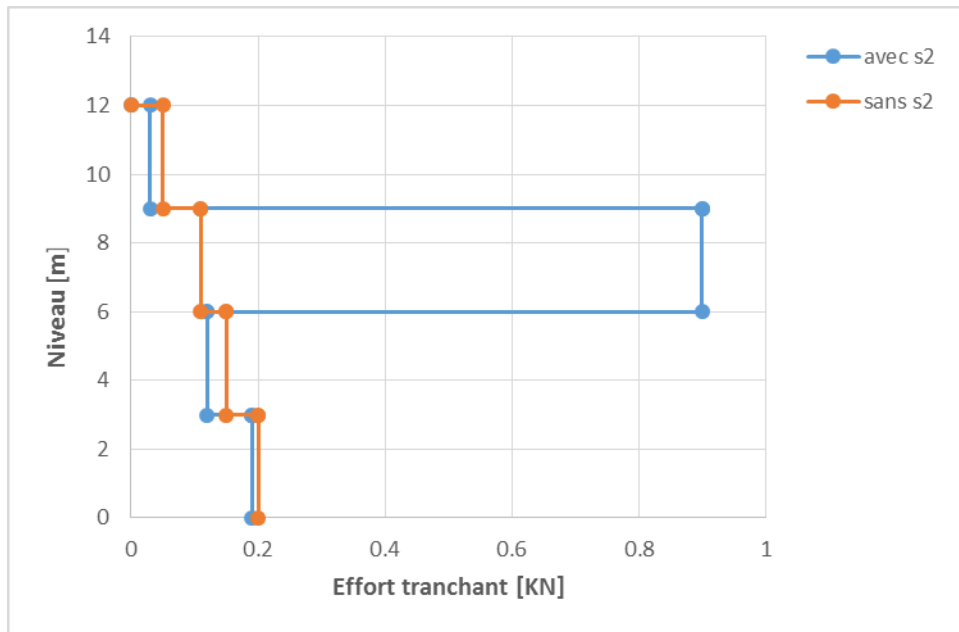


Figure IV.22 : Effort tranchant (sens Y) de poteau de rive sans et avec ISS (sol S2).

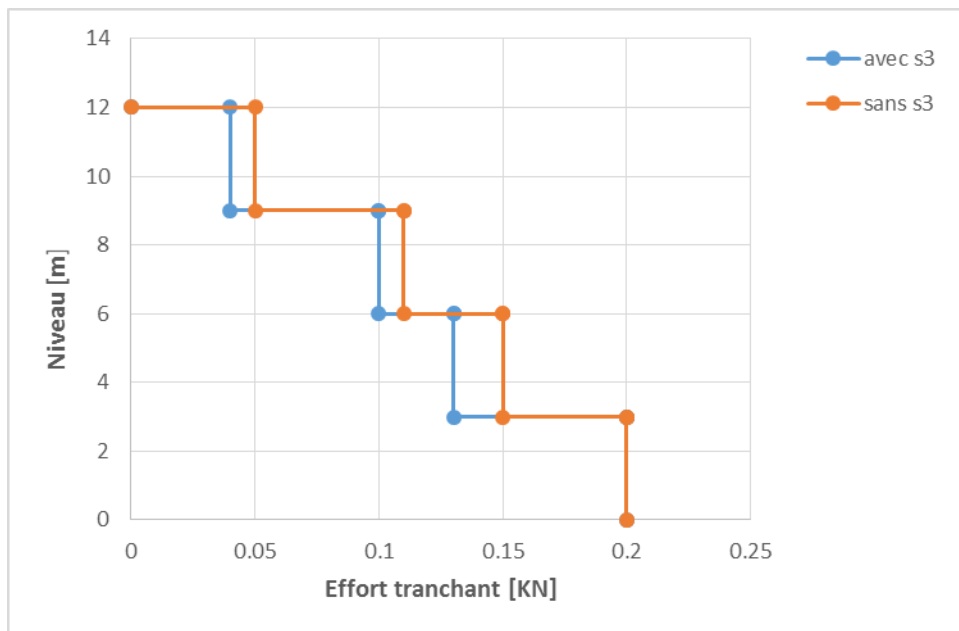


Figure IV.23 : Effort tranchant (sens Y) de poteau de rive sans et avec ISS (sol S3).

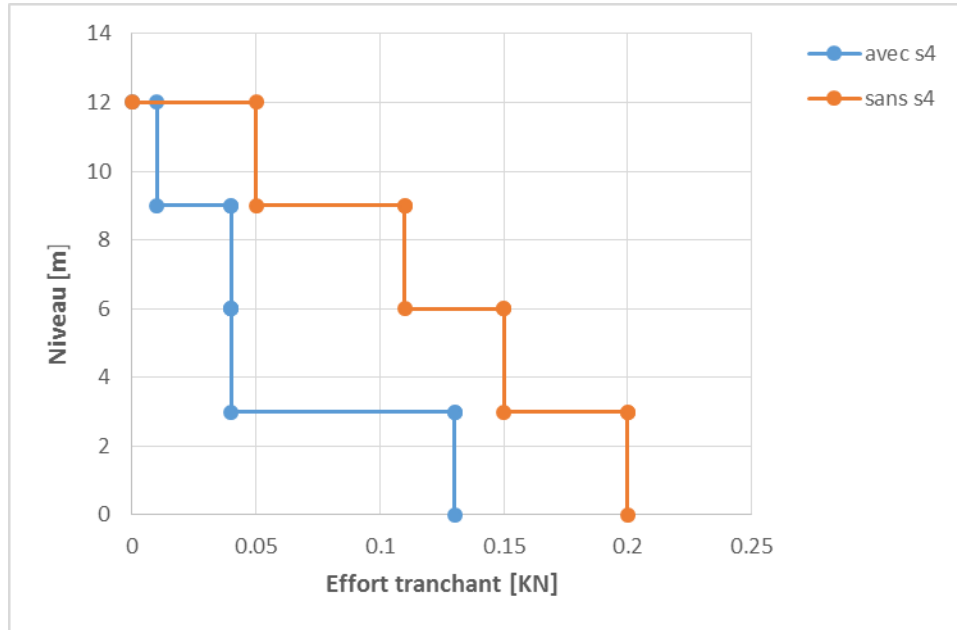


Figure IV.24 : Effort tranchant (sens Y) de poteau de rive sans et avec ISS (sol S3).

Commentaires :

Les tableaux (IV.15, IV.16, IV.17, IV.18) et les figures (IV.17, IV.18, IV.19, IV.20, IV.21, IV.22, IV.23, IV.24) montrent la distribution des efforts tranchants de poteau de rive sans et avec interaction sol-structure de la structure dans les quatre types de sol, et on constate que :

- Les efforts tranchants au RDC sont plus élevés dans le cas avec ISS que dans le cas sans ISS.
- Les efforts tranchants de la structure diminuent dans les quatre types de sol dans les cas avec ISS.
- Les efforts tranchants de la structure sont identiques dans les 4 types de sol dans le cas (sans ISS)

IV.4.2.1. Effort tranchant à la base :

Les efforts tranchant à la base sans et avec ISS sont donnés dans le tableau IV.19

Tableau IV.19 : Effort tranchant à la base de la structure avec et sans ISS.

Site	Sans ISS X	Avec ISS X	Sans ISS Y	Avec ISS Y	Comparaison SENS X	Comparaison SENS Y
S1	2.58	1.22	1.48	1.51	2.114	0.98
S2	2.58	1.11	1.48	1.26	2.32	1,17
S3	2.58	1.04	1.48	1.37	2.48	1,08
S4	2.58	0.62	1.48	0.65	4.16	2.27

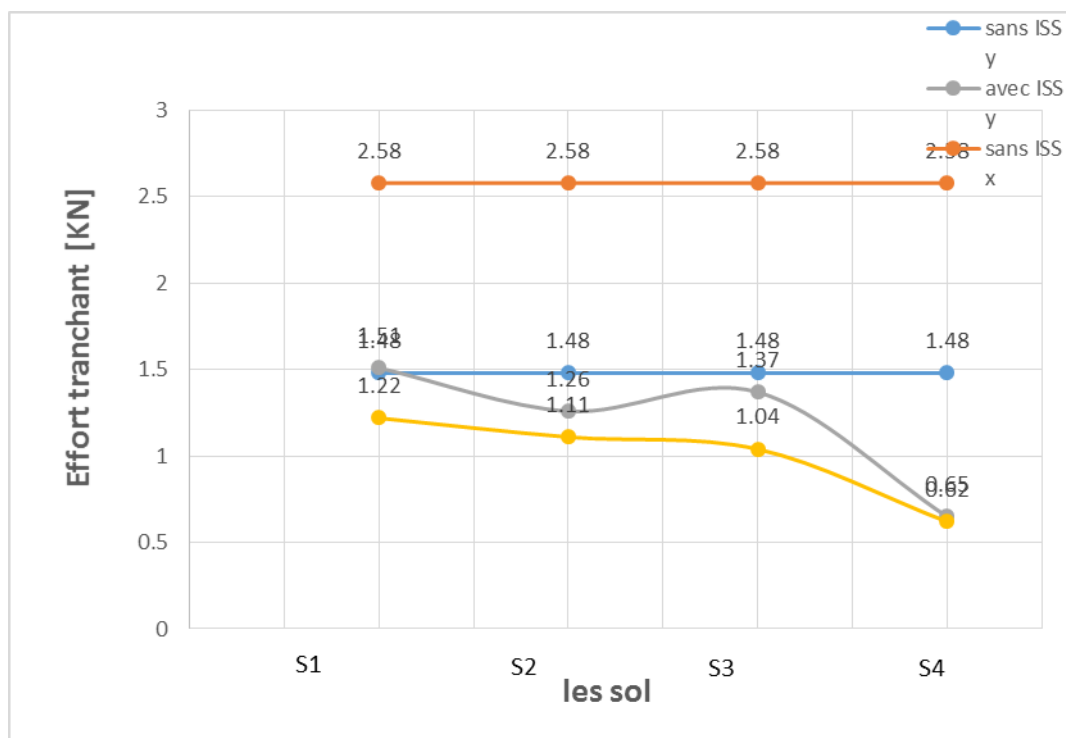


Figure IV.25 : Variation de effort tranchant à la base en fonction du sol avec et sans ISS

Commentaires :

- Dans le cas sans ISS l'effort tranchant à la base de la structure identique que soit le type de sol.
- Dans le cas avec ISS l'effort tranchant à la base diminue quel que soit le type de sol.

IV.4.3. Résultats des moments :

Les moments de la structure sans et avec ISS pour les quatre types de sol sont présentés dans les tableaux IV.20, IV.21 respectivement :

Tableau IV.20 : Les moments [KN.m] avec ISS de poteau de rive pour les quatre types de sol (Sens X).

Niveau (m)	Sol			
	S1	S2	S3	S4
0	0	0	0	0
1,5	0.04	0.045	0.5	0.01
3	0.08	0.09	0.1	0.02
3	0.02	0.02	0.023	0.01
4,5	0.01	0.01	0.015	0.002
6	0.03	0.04	0.04	0.01
6	0.02	0.025	0.025	0.008
7,5	0.01	0.005	0.01	0.002
9	0.03	0.03	0.03	0.01
9	0.01	0.015	0.01	0.008
10,5	0.005	0.005	0.005	0.002
12	0.01	0.01	0.02	0.01

Tableau IV.21 : Les moments [KN.m] sans ISS de poteau de rive pour les quatre types de sol (Sens X).

Niveau (m)	Sol			
	S1	S2	S3	S4
0	0.05	0.05	0.05	0.05
1,5	0.01	0.01	0.01	0.01
3	0.028	0.028	0.028	0.028
3	0.03	0.03	0.03	0.03
4,5	0.002	0.002	0.002	0.002
6	0.03	0.03	0.03	0.03

6	0.02	0.02	0.02	0.02
7,5	0.05	0.05	0.05	0.05
9	0.03	0.03	0.03	0.03
9	0.01	0.01	0.01	0.01
10,5	0.005	0.005	0.005	0.005
12	0.02	0.02	0.02	0.02

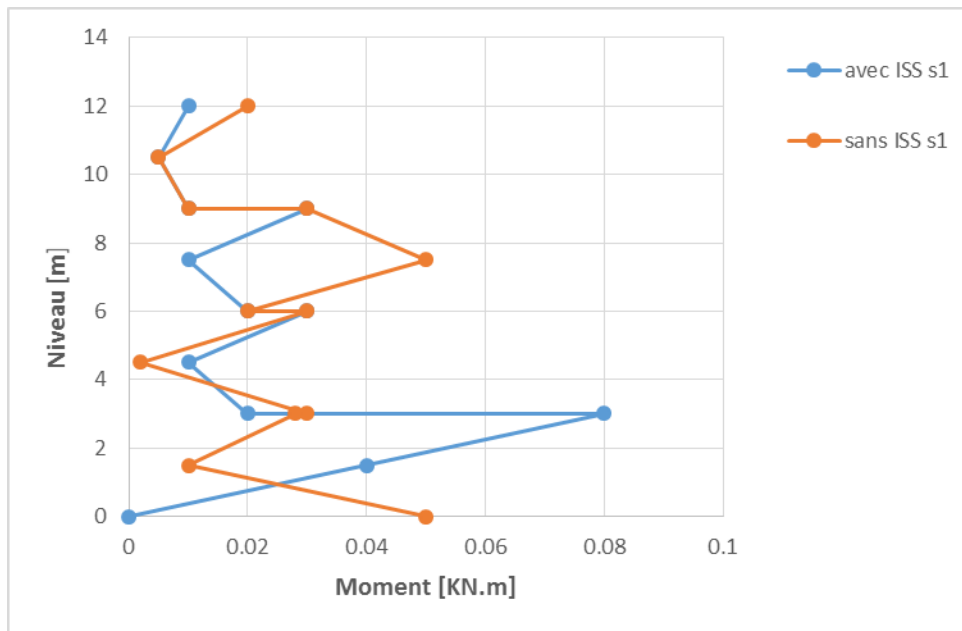


Figure IV.26 : Moment (sens x) de poteau de rive sans et avec ISS (sol S1).

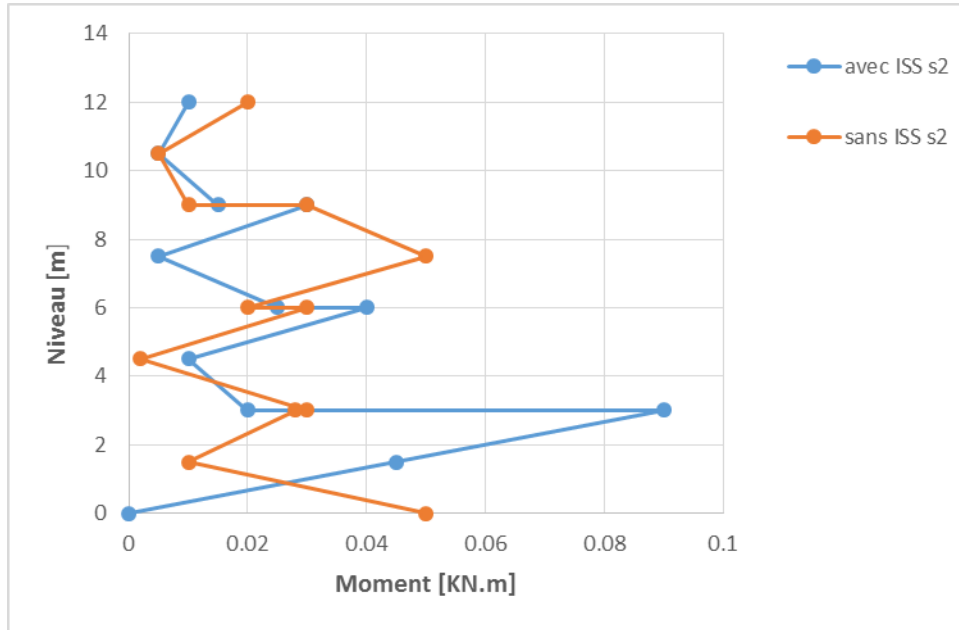


Figure IV.27 : Moment (sens x) de poteau de rive sans et avec ISS (sol S2).

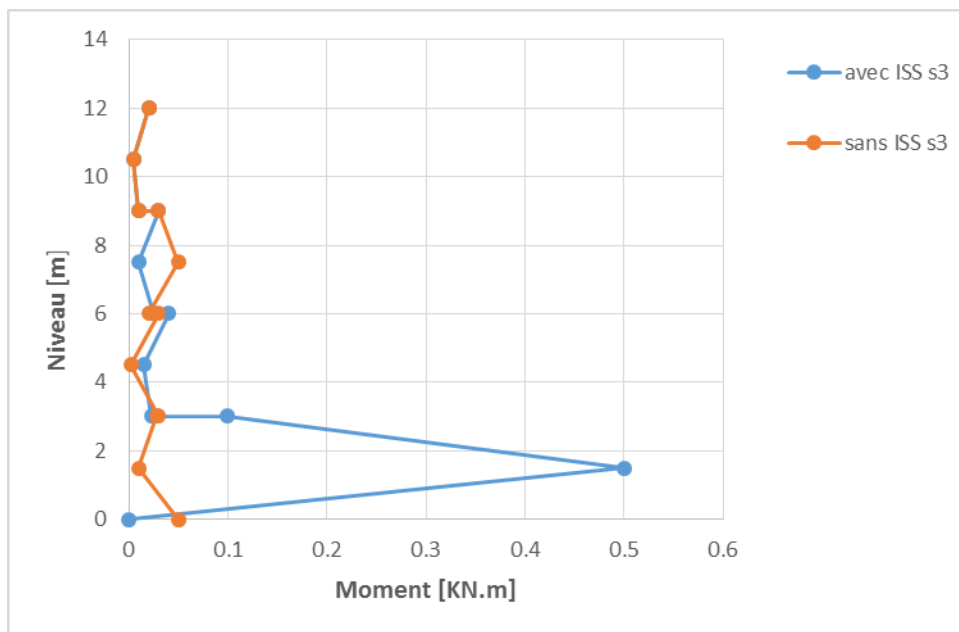


Figure IV.28 : Moment (sens x) de poteau de rive sans et avec ISS (sol S3).

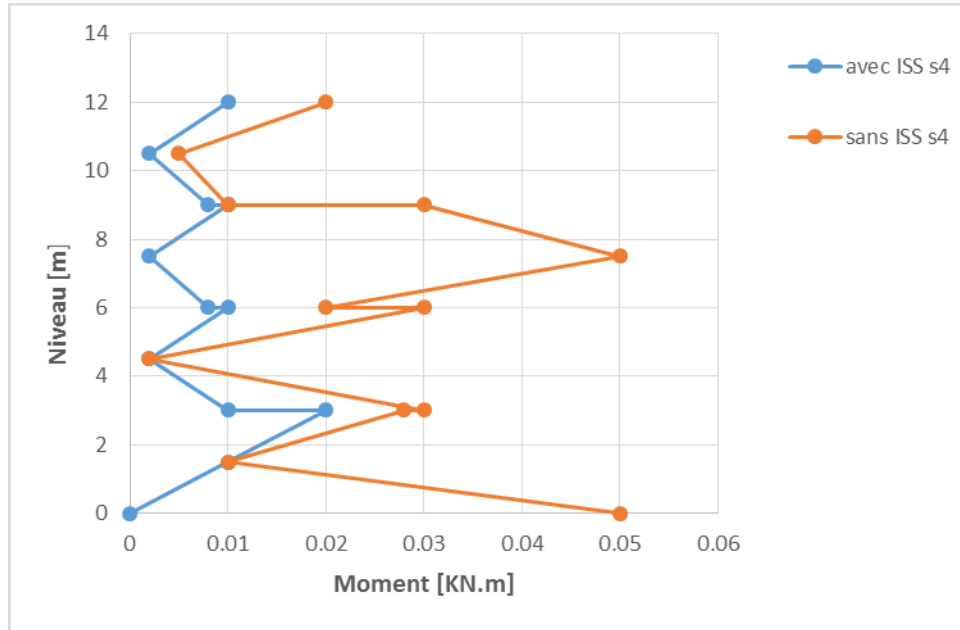


Figure IV.29 : Moment (sens x) de poteau de rive sans et avec ISS (sol S4).

Commentaires :

Les tableaux (IV.20, IV.21) et les figures (IV.26, IV.27, IV.28, IV.29) montrent la distribution des moments de poteau de rive sans et avec interaction sol-structure (ISS) de la structure dans les quatre types de sol, et on constate que :

- Dans le sol S1 et S2 et S3 et S4, le cas sans ISS sont les mêmes.
- Dans le sol S1 et S3, le cas avec ISS sont presque les mêmes.
- Les valeurs des moments dans les sols S3 et S4 sont incomparables.

CONCLUSION GENERALE

L'interaction sol-structure se compose de deux parties essentielles : l'interaction cinématique et l'interaction inertielle. Ces deux interactions influencent le comportement sismique des bâtiments en termes de flexibilité et d'amortissement. On a également constaté, après avoir présenté différentes méthodes, que la méthode de sous-structure semble être la plus simple à utiliser pour modéliser un phénomène d'ISS. Cette méthode nécessite seulement une détermination facile des impédances dynamiques de la fondation, représentées par des ressorts élastiques lors de l'analyse.

L'interaction sol-structure est constituée de deux éléments principaux : l'interaction cinématique et l'interaction inertielle. Ces deux interactions influencent le comportement sismique des bâtiments en termes de flexibilité et d'amortissement. Après avoir examiné différentes méthodes, il a été observé que la méthode de sous-structure est la plus simple à utiliser pour modéliser un phénomène d'ISS. Cette méthode ne requiert qu'une détermination facile des impédances dynamiques de la fondation, qui sont représentées par des ressorts élastiques lors de l'analyse.

Ce mémoire est constitué de deux parties essentielles, étude bibliographique et modélisation numérique :

Les résultats de l'étude comparative sur deux modèles (avec et sans ISS) en tenant compte des hypothèses établies révèlent que la modélisation d'une structure mixte peut être réalisée en utilisant un modèle à base fixée (sans interaction sol-structure « ISS ») pour les sols rocheux (S1) et fermes (S2). En revanche, cette approche n'est pas conseillée pour les sols meubles (S3) et très meubles (S4), car elle entraîne une augmentation notable des déplacements, des efforts tranchants et des moments par rapport aux sols rocheux (S1) et fermes (S2).

- Cette étude bibliographique vise à enrichir nos connaissances sur les effets sismiques sur les constructions en béton armé en portique et donne un aperçu des différentes approches de l'interaction sol-structure. Dans le chapitre II, nous avons exploré la méthode des spectres de réponse utilisée pour modéliser l'interaction sol-structure à l'échelle d'une structure. La méthode dynamique linéaire des "spectres de réponse" est employée pour déterminer les déplacements, les efforts tranchants et les moments dans la structure, ce qui permet de mieux comprendre le comportement linéaire des structures en simulant la succession des phénomènes qui caractérisent l'état de chaque élément.
- Partie deux : Modélisation numérique. Une analyse linéaire en 3D d'un bâtiment en portique de 4 étages (R+3) a été réalisée à l'aide du logiciel SAP 2000. Cette analyse

tridimensionnelle nous a permis d'évaluer l'interaction sol-structure. Les résultats obtenus dans cette étude, en tenant compte des hypothèses considérées, ont souligné l'importance de l'interaction sol-structure dans la réponse d'une structure.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] HAMDI Abderaouf ZERIG Abdelhakim, INTERACTION SOL-STRUCTURE D'UN PONT SITUE SUR LA VOIE FERREE AIN TOUTA-M'SILA, UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA
- [2] public.resif.fr/geophysique-pour-tous/sismologie/origine-et-effets-des-seisme
- [3] Patricia Balandier, cours de construction parasismique, volume 1 sismologie appliquée, Juillet 2001, 9-10
- [4] CHETTAH IMENEARAR WIDAD, Interaction sol-fondation d'un PIPO ; 2016 /2017
- [5] GARCIA Jean-François, Rapport final de PFE Elaboration d'une méthode d'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments, STRASBOURG ; Mars-Juillet 2007
- [6] Plante - terre.ens-lyon.fr
- [7] Jalal Al-Debek, Livre sur l'atténuation des tremblements de terre et des risques, Département d'ingénierie du bâtiment, Collège d'ingénierie, Université nationale An-Najah ; Naplouse - Palestine 2009
- [8] Tire de Lago Rio, 1990
- [9] CRAAG, www.craag.dz/surveillance.html, www.craag.dz, 2012
- [10] Évaluation des courbes de vulnérabilité des bâtiments en BA dans le contexte algérien.
- [11] KAABECHE Tahar, MEBRAK Abderraouf, Contribution à l'étude des risques naturels (sismiques et mouvements de terrain) dans la Wilaya de Sétif, Mémoire de fin d'études présenté en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Géologie, UNIVERSITEFERHAT ABBAS-SETIF, 2010.
- [12] MENASRI SOUAD 2015 Approche probabiliste de l'endommagement sismique d'un bâtiment existant en béton armé par l'analyse statique non linéaire et l'utilisation des courbes de fragilités

- [13] AFPS., Vulnérabilité Sismique Du Bâti Existant : Approche D'ensemble, document de travail, version 2.2, mai 2005.
- [14] Sellaoui Nezha Meguellatni Meryem, Risque et vulnérabilité sismique d'un bâtiment stratégique à la ville de Guelma, Mémoire de fin d'études Master, Université de 8 Mai 1945 - Guelma - juin 2013.
- [15] M. MEHANI Youcef, ANALYSE NON LINEAIRE DE LA VULNERABILITE SISMIQUE DES BATIMENTS STRATEGIQUES DE LA VILLE D'ALGER, à l'USTHB, 8/06/2010
- [16] D.Ibrahim Boulmetaes, le et risques sismiques dans l'environnement urbain Cas du SEISME DE BOUMERDES du 21 MAI 2003
- [17] KHEIRAT CHAHRAZED, MAAMAR ZOHRA, Evaluation de la vulnérabilité d'un tissu urbain Historique « Etude scénario sismique » De la ville de Mostaganem par la méthode RISK- , Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem 07/07/2022
- [18] Alcine Ferraris – Sophie Juarez – Sarah Knefati – Marjorie Marteles, Évaluation de la vulnérabilité du bâti face au risque sismique, STAGE COLLECTIF – AVRIL/JUILLET 2015
- [19] V. Pellissier, M. Badoux. Estimation Du Risque Sismique De La Ville D'aigle, Mandat Eca, Pully, Switzerland.
- [20] Risques Naturels Et Technologiques : Aléas, Vulnérabilité et Fiabilité Des Constructions. Préface De Jean Armond Calgaro
- [21] A. Plumier, T. Camelbeeck, A. M. Barszez. Le Risque Sismique Et Sa Prévention En Région Wallone. Université De Liège, Belgique.
- [22] M. Zacek, Construire Parasismique, Ed. Parenthèses/ISBN 2-86364-054-2, 1996.
- [23] CAPERAA Serge, Thème Méthodologies d'évaluation de la vulnérabilité sismique de bâtiments existants à partir d'une instrumentation in situ, Université de Toulouse ; mardi 20 novembre 2012

- [24] MANSOURI SALIM, Thème ANALYSE NON LINEAIRE D'UNE STRUCTURE EN VOILE, Université. Mohamed Boudiaf - M'sila ; 2015/2016.
- [25] RAMLI ALI, Évaluation de la vulnérabilité sismique d'un mur de soutènement avec prise en compte de l'interaction Sol – structure (ISS), diplôme de MASTER, Université Mohamed Boudiaf - M'sila, 2017.
- [26] MANSOURI SALIM, Thème ANALYSE NON LINEAIRE D'UNE STRUCTURE EN VOILE, Université. Mohamed Boudiaf - M'sila ; 2015/2016.
- [27] Bouteraa Zohra, Thème Evaluation De La Vulnérabilité Sismique Des Ponts De La Wilaya De Chlef, Université Hassiba Ben-Bouali de Chlef ; 2012.
- [29] Analyse Non-Linéaire Statique. Méthode Du Spectre De Capacité. Ecole Doctorale Structures. St-09 Advanced Earthquake Engineering. Epfl-Enac-Sgc. 2005.
- [28] V. Pellissier, M. Badoux. Estimation Du Risque Sismique De La Ville D'aigle, Mandat Eca, Pully, Switzerland.
- [29] Aouadj, L. (2009). COMPORTEMENT DYNAMIQUE D'UN BARRAGE EN BETON INTERACTION SOL-FLUIDE-STRUCTURE (Doctoral dissertation, Université de Batna 2).
- [30] : Alain Pecker : "Dynamique des ouvrages", Presses de l'ENPC, Paris, 1986.
- [31] Dynamique des structures ENPC Alain PEKER
- [32] Yahiaoui, D. (2014). CONTRIBUTION A L'ANALYSE DYNAMIQUE NON LINEAIRE DES PORTIQUES EN BETON ARME (Doctoral dissertation, Université de Batna)2.
- [33] Aouadj, L. (2009). COMPORTEMENT DYNAMIQUE D'UN BARRAGE EN BETON INTERACTION SOL-FLUIDE-STRUCTURE (Doctoral dissertation, Université de Batna) 2.
- [34] AICHOUNE MERZAKA. (2017). Contribution à l'étude et à l'analyse du comportement sismique d'un barrage en remblais (ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah

[35] Nedjai, A. (2018). L'influence de l'interaction sol structure sur la réponse sismique des bâtiments (cas des bâtiments portiques en béton armée) (Doctoral dissertation, Université Mohamed Boudiaf-M'sila)

[36] Dynamique des structures ENPC Alain PEKER

[37] Amine Bou Mehdi. Interaction dynamique sol-structure. Géotechnique. 2015. dumas-01662405

[38] : Réponse dynamique des fondations en caisson de forme carrée et cylindrique

[39] Mekki, M. (2015). Approche probabiliste dans la détermination des courbes de vulnérabilité des structures en génie civil (Doctoral dissertation, Université de Bordeaux ; Université des Sciences et de la Technologie d'Oran. Mohamed Boudiaf (Algérie)

[40] Alain Pecker : "Interaction sol structure et comportement des fondations

[41] V. Davidovici, La construction en zone sismique, Editions Le Moniteur, Paris, 1999

[42] Pecker, A. Dynamique des sols. Presses Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1984. Pecker A, étude expérimental du comportement d'un vase sous chargement cyclique revue française de géotechnique, N 15, 1981. Alain Pecker: "Interaction sol structure et comportement des fondations." Pecker, A, Dynamique des ouvrages, dynamique des structures. Polycopie des cours, ENPC website : <http://www.enpc.fr/Fr/formations/école.Vite/cours/pecker>, 2004

[43] Mindlin, R.D., (1949) - "IL Compliance of Electric Bodies in Contact", Journal of Applied Mechanics, Transaction, ASME, vol. 71, pp. A-259-268.

[44] V. Davidovici, La construction en zone sismique, Editions Le Moniteur, Paris, 1999. V. Davidovici, Eurocode 8, Pratique du calcul sismique, Guide d'application, afnor éditions Eyrolles, 2013.

[45] Davidovici : " Génie parasismique". Presses de l'ENPC, Paris, 1985.

[46] DAVIDOVICI VICTOR, La construction en zone sismique

- [47] D.T.R BC 2.2, charges permanentes et charges d'exploitation (1989), Ministère de l'habitat et de l'urbanisme, Document technique Réglementaire
- [48] BOUDJEMAA Rabeh MERABET Moubarek. Étude de l'influence de l'interaction sol-structure (ISS) sur la réponse sismique des structures mixte (Portique-voile) en béton armé (cas structure souple). UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA 2021 /2022
- [49] E. Buchi, Interaction Sol-Structure : calcul des impédances et effets sur les fondations «INSA de Strasbourg, Juin 2013
- [49] Capra, A., Davidovici, V., &Albigès, M. (1982). Calcul dynamique des structures en zone sismique. Eyrolles.
- [50] BENTOUMI, R. (2018). INTERACTION SOL-STRUCTURE D'UN PASSAGE SUPERIEUR D'UNE VOIE FERREE (CAS D'UN PONT DALLE)(Doctoral dissertation «UNIVERSITE DE MOHAMED BOUDIAF M'SILA FACULTE DE TECHNOLOGIE.
- [51] Zeghichi, L., Merzougui, A., &Mezghiche, B. (2005). Lecture dans le règlement parasismique algérien
- [52] (RPA99., Règles Parasismiques Algériennes 99 Version 2003, Algérie, OPU 2003).
- [53] Zeghichi, L., Merzougui, A. N&Mezghiche, nB. (2005). nLecture dans le règlement parasismique algérien.
- [54] Kunnath, S. K (2004), « Identification of modal combination for nonlinear static analysis of building structures, Computer- Aided Civil and Infrastructure Engineering.19 » 282. 295. 2004.
- [55] Eric Melmoux : " n°180 secousses sismiques et équipements électriques
- [56] DJEBBAR, Nabil "Contribution à l'étude de la performance Parasismique des éléments linéaire en béton

- [57] AICHOUNE MERZAKA. (2017). Contribution à l'étude et à l'analyse du comportement sismique d'un barrage en remblais (ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-)
- [58] N.Lam, J.Wilson, G.Hutchinson, 'The ductility reduction factor in the seismic dising of buildings' Earthquake Engineering and Structural Dynamics volume 27, 749-769 1998.
- [59] Eurocode 8 (dimensionnement et la construction des bâtiments et des ouvrages de génie civil en zone sismique
- [60] Règlement parasismique algérien (RPA 99/ version 2003), Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique
- [61] LAHOUAL, A., & GUERROUD, L. (2017). Effets de caractéristiques sismiques sur les spectres de réponse (Doctoral dissertation).
- [62] Béton Armé Etat Limit91 révisées 99.

الحمد لله الذي ما تم جهد ولا خُتِمَ سعر

إلا بفضلِه وما تخطر العبد من عقبات وصعوبات

إلا بتوفيقه ومعونته