



**Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique**

Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Faculté de Technologie

Département de GENIE CIVIL

FILIERE : Génie Civil

SPECIALITE : Géotechnique



MÉMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de MASTER

Par : Salah Khalil

Goulliz Abdelhak

THEME

**Etude de l'interaction dynamique sol-structure
(application au cas d'un Minaret en 3D sous séisme)**

Soutenu devant le jury composé de :

Dr. SEDDIKI Ahmed

Université de M'Sila

Président

Dr. Mekki Lakhdar

Université de M'Sila

Examineur

Pr. KHEMISSA Mohamed

Université de M'Sila

Encadreur

Dr. TALLAH Naoui

Université de M'Sila

Co-Encadreur

Promotion : 2021 / 2022

Remerciements

Je ne remercie jamais assez ALLAH, le tout puissant de nous avoir permis de mener à bien ce modeste travail. En premier lieu, nous remercions

Mr. KHEMISSA M, professeur à l'Université de M'Sila et Mr.TALLAH. N Maître de Conférence à l'Université de M'sila qui ont bien voulu proposer le thème de Master, pour son aide précieux, sa disponibilité durant toute la durée de notre projet. Je remercie également les membres de jury pour l'honneur qu'ils nous font en acceptant de juger notre travail. A tous nos enseignants à toute personne ayant participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail, je dirai merci

Enfin, merci à mes parents, pour m'avoir donné le gout et l'ambition de faire des études, ainsi qu'à tous les professeurs qui, au cours de ma scolarité du primaire au Master, m'ont fait aimer les Sciences ; et tous les enseignants du département génie civil.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

Mon cher père et ma chère mère qui m'ont toujours soutenu durant toutes les périodes de ma vie, que dieu le tout puissant les protègent et les gardent.

Toute ma famille, tous mes amis de promotion de master 2 classe de géotechnique 2021/2022 j'ai passé avec vous des bons moments inoubliables merci.

*Mes encadreurs Mrs : KHEMISSA MOHAMED et TALLAH
NAOUI.*

Tous les enseignants de faculté de technologie.

Toute la promotion 2022.

Tous ceux qui m'aiment et que j'aime.

Sommaire

Remercîment

Introduction générale	1
<i>Chapitre I : Caractéristique des mouvements sismiques</i>	<i>4</i>
I.1. Introduction	5
I.2. Définition un séisme	5
I.3. Les cause des séismes	6
I.4. Distribution géographique des séismes	6
I.5 classification des zones sismiques en Algérie	8
I.6 Caractéristiques de la sismicité algérienne	9
I.7 Les failles	10
I.8 Type des failles	10
I.9 Les caractéristiques principales des séismes	12
I.10 Les ondes sismique	13
I.11 Caractérisation des accélérogrammes	16
I.12 Spectre de réponse	18
I.13 Action sismique	18
I.14 Conclusion	19
<i>Chapitre II : Conception des bâtiments dans les zones sismiques</i>	<i>20</i>
II.1. INTRODUCTION	21
II.2 historique de construction parasismique:	21
II.3 Notion de construction parasismique:	22

II.4. Les séismes et la réponse des constructions	23
II.5. Concept général	24
II.6 L'Interaction Sol-Structure (ISS)	36
II.13. Conclusion	37
<i>Chapitre III: Simulation numérique de l'interaction dynamique sol-structure</i>	38
III.1. Introduction	39
III.2. Présentation du logiciel PLAXIS 3D	39
III.3. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE:	46
III.4. Séisme	48
III.5. Interprétation des résultant	54
III.6. Calcul de la fleche:	62
Conclusion générale	65
Références bibliographiques	67

Listes Des Figures

le nombre	TITRE	PAGE
Chapitre I		
1	Figure I.1. Carte du monde montrant les principales plaques	7
2	Figure I.2: zonage sismique du territoire national.	8
3	Figure I.3: Carte sismotectonique de l'Algérie du Nord.	9
4	Figure I.4: faille normale	10
5	Figure I.5: faille inverses.	11
6	Figure I.6: faille décrochements	11
7	Figure I.7: Mouvement et caractéristiques d'un séisme	12
8	Figure I.8 :Représentation schématique des ondes P.	14
9	Figure I.9: Représentation schématique des ondes S.	15
10	Figure I.10: Représentation schématique des ondes L .	15
11	Figure I.11: Représentation schématique des ondes R.	16
12	Figure I.12: Exemple D'accélérogramme	17
Chapitre II		
1	Figure. II.1 : Réponse des constructions aux actions horizontales et verticales des tremblements de terre.	24
2	Figure. II.2 :schéma gèneral de fonctionnement en (boite) pour la reprise des action horizontales de sèisme ou de vent	25
3	Figure. II.3 Des formes complexes aux formes simples	26
4	Figure. II.4 Régularité en plan	27
5	Figure. II.5: flexion d'ensemble	27
6	Figure. II.6: poteaux courts	28
7	Figure. II.7: résistance de torsion	29
8	Figure. II.8: mécanisme plastique	31
9	Figure. II.9 Largeur des contreventements	32
10	Figure. II.10 équilibrées en base de la structure	34
11	Figure. II.11 Partition les structurent	35
12	Figure. II.12 Détails de joints entre bâtiments ou entre blocs constituant un bâtiment.	35
13	Figure. II.13: Schématisation de l'interaction sol-structure	36

Chapitre III

1	Figure III-1. Présentation Plaxis 3D	40
2	Figure III-2.Définition du modèle à 50% de la rupture	42
3	Figure III.3:Cercles de contrainte à la rupture ; l'un d'entre eux touche l'enveloppe de Coulomb.	44
4	Figure III .4 : Déroulement du logiciel plaxis	45
5	FigureIII.5 : Vue en plan du Minaret.	47
6	FigureIII.6..Fonction spectrale Sa/g.	50
7	Figure. III .7: Accélérogramme EO Boumerdès 2003.	50
8	Figure. III.8: Accélérogramme V Boumerdès 2003.	51
9	Figure. III .9.: Accélérogramme NS Boumerdès 2003.	51
10	Figure. III.10: Model semelles isolées encastrées .	52
11	Figur . III.11: Model radier encastré	52
12	Figure. III.14: Model Massif seul	53
13	Figure.III.15:Model semelles isolées fondé sur massi.	53
14	Figure.III.16: Model radier fondées sur mass	53
15	Figure III.20: La flèche Uz spectre de réponse	63
16	Figure III.21: La flèche Uz spectre de réponse	63
17	Figure. III 23 :La flèche Uz Accélérogramme	64

Listes Des Tableaux

Chapitre III:

le nombre	TITRE	PAGE
1	Tableau .1 :Données sismiques.	49
2	Tableau.2: Combinaison d'action.	52
3	Tableau.3: Effort Narmal N(kN) zone 1 spectre de réponse	54
4	Tableau.4: Effort Narmal N(kN) zone 3 spectre de réponse	54
5	Tableau.5 Effort Narmal N Max accélélogramme	55
6	Tableau.6: Effort Tranchant T	55
7	Tableau.7: Effort Tranchant T	56
8	Tableau.8: Effort Tranchant T accélélogramme	56
9	Tableau.9 : Moment M spectre de réponse	57
10	Tableau.10 : Moment M spectre de réponse	57
11	Tableau.11 : Moment M spectre de réponse	58
12	Tableau 12 : Effort Narmal N(kN) zone 1 sol 3 spectre de réponse	58
13	Tableau 13 : Effort Narmal N(kN) zone 1 sol 3 spectre de réponse	59
14	Tableau.14 Effort Narmal N Max accélélogramme	59
15	Tableau.15: Effort Tranchant T	60
16	Tableau.16: Effort Tranchant T	60
17	Tableau17: Effort Tranchant T accélélogramme	61
18	Tableau.18 : Moment M spectre de réponse	61
19	Tableau.19 : Moment M spectre de réponse	62
20	Tableau.20 : Moment M spectre de réponse	62

ملخص

الموضوع الذي يتم تناوله في هذه الأطروحة هو استمرار لدراسة أجريت في نفس السياق والتي تتناول التفاعل بين الأرض الداعمة للهياكل والأساسات الضحلة والبنية الفوقية في حالة الإجهاد الزلزالي. لدراسة تأثير التفاعل الديناميكي لبنية التربة على سلوك الهياكل ، اخترنا حالة بسيطة لهيكل مئذنة مسجد (S1) ارتفاعه = 18.40 م والبعد في مخطط 3.50×3.50 م 2 ، في موقعين يتم في البداية اختيار الفئات (Z1) ، مع أشكال طيف الاستجابة المصاحب ، لفتور التحميل الزلزالي ، ومنطقة منخفضة الزلازل (S3) الإصدار 2003 ، في المرتبة الثانية RPA أو نستخدم طيف الاستجابة (Z1). Z3) ومنطقة زلزالية عالية EO / East-West ، NS / North-South ، V-vertical) في يومرداس (الاتجاهات Keddara المقاسة في 2003 في موقع Accelerograms اخترنا

، S1 ، وتربة صخرية من النوع S3 بالنسبة للتربة التأسيسية ، تم اختيار فئتين ، تربة فضفاضة من النوع ومع تفاعل التربة -بنية (ISS) يتم اختيار الأساس وفقاً لوضعين: دون مراعاة تفاعل بنية التربة على مستوى القوة PLAXIS 3D V21 سنقارن في التحليل نتائج الحالات المختلفة باستخدام برنامج الطبيعية وقوة القص واللحظة والانحراف والانزياح لكل عقدة وفقاً للارتفاع وسنقوم بذلك. تأخذ كنموذج مرجعي نموذج باطن المضمنة

يمكننا أن نستنتج في النهاية على الرغم من أن العمل الذي درسناه بسيط إلا أن حجم القيم يوضح أن إهمال ظاهرة تفاعل بنية التربة خارج التصميم ودراسة الأعمال سيكون له انعكاسات سلبية على الاستقرار و الجانب الاقتصادي للعمل.

لذلك ، من أجل زيادة استقرار الهياكل مع تحسين تكلفة البناء ، من الضروري مراعاة التفاعل الديناميكي الذي يتطور ، في حالة حدوث زلزال ، بين الهياكل والتربة والأساسات.

Résumé

Le comportement des ouvrages en génie civil dépend en grande partie de celui des interfaces sol structure.

Le sujet traité dans ce mémoire est la suite d'une étude faite dans le même cadre qui traite, l'interaction entre le sol support des ouvrages, les fondations superficielles et la superstructure en situation de sollicitation sismique

Pour étudier l'effet de l'interaction dynamique sol-structure sur le comportement des structures, on a choisi un cas simple d'une structure d'un Minaret d'une mosquée de hauteur $H=18.40\text{m}$ et de dimension en plan $3.50 \times 3.50 \text{ m}^2$, dans deux catégories de site (S1 et S3), avec les formes de spectre de réponse associées, pour le torseur de chargement sismique on choisit dans un premier lieu une zone de faible sismicité (Z1) et une zone de forte sismicité (Z3) ou on utilise le spectre de réponse RPA version 2003, dans un deuxième lieu on choisit Accélérogrammes mesurés en 2003 sur le site de Keddara à Boumerdès (directions :EO/Est-Ouest, NS/Nord-Sud, V-verticale)

Pour le sol de fondation on a choisi deux catégories, un sol meuble de type S3, et un sol rocheux de type S1, la fondation est choisie selon deux modes : sans tenir compte de l'interaction sol-structure (ISS) et avec interaction sol-structure

Dans l'analyse on va faire la comparaison des résultats des différents cas, en utilisant le logiciel PLAXIS 3D V21, au niveau l'effort normale, l'effort tranchant, le moment et la flèche et les déplacements pour chaque nœud suivant la hauteur et on va prendre comme modèle de référence le modèle semelles encastrées.

On peut conclure à la fin malgré que l'ouvrage que nous avons étudié est simple mais la grandeur des valeurs montre que la négligence du phénomène de l'interaction sol-structure l'hors du conception et l'étude des ouvrages aura des répercussions négatives sur la stabilité et l'aspect économique de l'ouvrage.

Donc afin d'accroître la stabilité des ouvrages tout en optimisant le coût de construction il faut passer par une prise en compte de l'interaction dynamique qui se développe, en cas de séisme, entre les ouvrages, les sols et les fondations.

Abstract

The subject discussed in this dissertation is the interaction between the soil supporting structures, the surface foundations and the superstructure in the situation of seismic stress.

In order To study the effect of soil-structure dynamic interaction on the behavior of structures, We have chosen a simple case of a structure of a mosque Minaret of a height of 18.40m ($H = 18.40\text{m}$) and a base surface of $3.50 \times 3.50 \text{ m}^2$ ($S = 3.50 \times 3.50 \text{ m}^2$)., in two site categories (S1 and S3), with the forms of the associated response spectrum, for the seismic loading torsor, a zone of low seismicity (Z1) and a zone of high seismicity (Z1) are initially chosen. Z3) or we use the response spectrum RPA version 2003, in a second place we choose Accelerograms measured in 2003 on the site of Keddara in Boumerdès (directions: EO/East-West, NS/North-South, V-vertical)

For the foundation soil, two categories were chosen, a loose soil of type S3, and a rocky soil of type S1, the foundation is chosen according to two modes: without taking into account the soil-structure interaction (ISS) and with interaction soil-structure

In the analysis we will compare the results of the different cases, using the PLAXIS 3D V21 software, at the level of the normal force, the shear force, the moment and the deflection and the displacements for each node according to the height and we will take as reference model the embedded soles model.

Finally, We found that, despite the simple work we studied, the resulting values shows that the neglect of the phenomenon soil-structure interaction phenomenon outside the design and study of the works will have negative effects on the stability and the economic aspect of the work.

Introduction générale

Introduction générale

Le phénomène d'interaction dynamique du sol et de la structure est un problème complexe, car il correspond aux perturbations du mouvement accidentel sous l'influence du mouvement approprié de la structure, car l'interaction entre le sol et la structure n'est pas évidente pour l'existence des effets mutuels sur le comportement du sol et de la structure.

Comme elle est basée sur les caractéristiques de la structure et le mouvement du sol, l'interaction de la structure du sol peut affecter la taille des forces induites sur la structure à étudier, car il a toujours été constaté que la réponse sismique de la structure est liée à la forme sous laquelle les mouvements sismiques sont transmis au sol à travers ses fondations au système de la structure de fondation et à partir de là la nécessité d'étudier la réponse sismique de la structure en n'étant pas considérée comme isolée mais comme faisant partie intégrante d'un l'ensemble qui comprend le sol et la structure adjacente rend nécessaire les analyses d'interaction sol-structure.

dans cette étude on a essayé de visualiser l'effet de cette interaction sur le comportement dynamique des structures, par la modélisation d'une structure simple en portique auto-stable d'un Minaret de hauteur 18.4 m et de largeur 3.5 m, dans deux catégories de site (S1 et S3), avec les formes de spectre de réponse associés, pour le torseur de chargement sismique on choisit dans un première lieu une zone de faible sismicité (Z1) et une zone de forte sismicité (Z3) ou on utilise le spectre de réponse 'RPA version 2003, dans un deuxième lieu on choisit Accélérogrammes mesurés en 2003 sur le site de Keddara à Boumerdès (directions :EO/Est-Ouest, NS/Nord-Sud, V-verticale)

Pour le sol de fondation on a choisi deux catégories, un sol meuble de type S3, et un sol rocheux de type S1, la fondation est choisie selon deux modes : sans tenir compte de l'interaction sol-structure (ISS) et avec interaction sol-structure

Dans l'analyse on va faire la comparaison des résultats des différents cas, en utilisant le logiciel PLAXIS 3D V21, au niveau l'effort normale, l'effort tranchant, le moment et la flèche et les déplacements pour chaque nœud suivant la hauteur et on va prendre comme modèle de référence le modèle semelles encastrées.

Le mémoire, est composée de trois chapitres :

Dans le premier chapitre, nous utilisons des informations sur les caractéristiques, les types et les dangers du mouvement sismique.

Introduction générale

Au deuxième semestre, nous présentons la conception des bâtiments dans les régions sismiques et leurs types.

Dans le troisième chapitre, on présente les résultats des calculs et l'analyse de ces résultats, à partir de ces résultats on peut conclure qu'afin de accroître la stabilité des ouvrages tout en optimisant le coût de construction il faut passer par une prise en compte de l'interaction dynamique qui se développe, en cas de séisme, entre les ouvrages, les sols et les fondations.

Chapitre I

Caractéristique des mouvements sismiques

1.1. Introduction :

Le séisme est la catastrophe naturelle la plus meurtrière connue actuellement sur le globe terrestre dû à ses effets directs (effondrements de bâtiments, chutes d'objets) et aussi par ces phénomènes induits comme le mouvement de terrain

L'Algérie a de tout temps été soumise à une activité sismique intense avec comme résultats des pertes humaines et matérielles importantes dommageables, Cette activité sismique est due principalement à la nature géologique de la région maghrébine et à ses caractéristiques et à ses caractéristiques tectoniques à la frontière des plaques africaine et eurasienne, en mouvement compressif permanent.

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

I .2. Définition sur les séismes :

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

Il se produit de très nombreux séismes tous les jours, mais la plupart ne sont pas ressentis par les humains. Environ cent mille séismes sont enregistrés chaque année sur la planète. Les plus puissants d'entre eux comptent parmi les catastrophes naturelles les plus destructrices. La science qui étudie ces phénomènes est la sismologie (étudiée par des sismologues) et l'instrument d'étude principal est le sismographe (qui produit des sismogrammes) [1].

I.3. Les causes des séismes :

Rappelons que tout matériau rigide, soumis à des contraintes de cisaillement, va d'abord se déformer de manière élastique, puis, lorsqu'il aura atteint sa limite d'élasticité, va se rompre, en dégageant de façon instantanée toute l'énergie qu'il a accumulée durant la déformation élastique.

C'est ce qui se passe lorsque la lithosphère (qui est solide et cassante) est soumise aux contraintes des mouvements des plaques tectoniques, elle accumule alors de l'énergie.

Lorsque certains endroits, la limite d'élasticité est atteinte, il se produit une ou des ruptures qui se traduisent par des failles. L'énergie brusquement dégageée le long de ces failles cause des séismes.

Si les contraintes se poursuivent dans cette même région, l'énergie va à nouveau s'accumuler et la rupture consécutive se fera dans les plans de faille déjà existants (failles actives).

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

Dans une région donnée, des séismes se produiront à plusieurs reprises le long d'une même faille, puisque cette dernière constitue un plan de faiblesse dans la lithosphère.

Il faut noter que les séismes ne se produisent que dans du matériel rigide et cassant. Par conséquent, les foyers sismiques trouveront leur source que dans la lithosphère, jamais dans l'asthénosphère qui est ductile et plastique.

Lorsqu'un séisme est déclenché, un front d'ondes sismiques se propage dans la croûte terrestre [2].

I.4. 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 de 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.4.1. La ceinture circum 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 Zélande.... Cette zone coïncide avec les zones de subduction et les foyers des séismes peuvent être profonds.

I.4.2. 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.4.3. 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 [3].

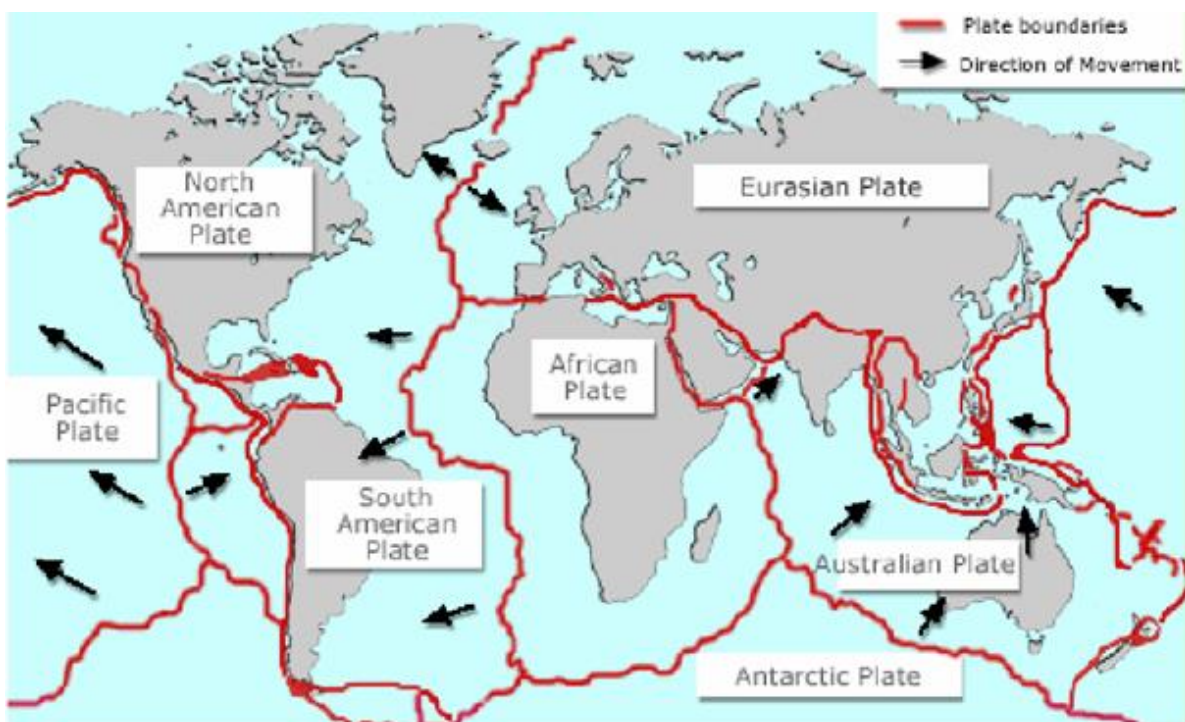


Figure I.1. Carte du monde montrant les principales plaques

I.5. classification des zones sismiques en Algérie :

D'après l'amélioration du RPA, Le territoire national est divisé en cinq (05) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et qui précise cette répartition par wilaya et par commune,

soit :

Zone 0 : sismicité négligeable

Zone I : sismicité faible

Zone IIa et IIb : sismicité moyenne

Zone III : sismicité élevée

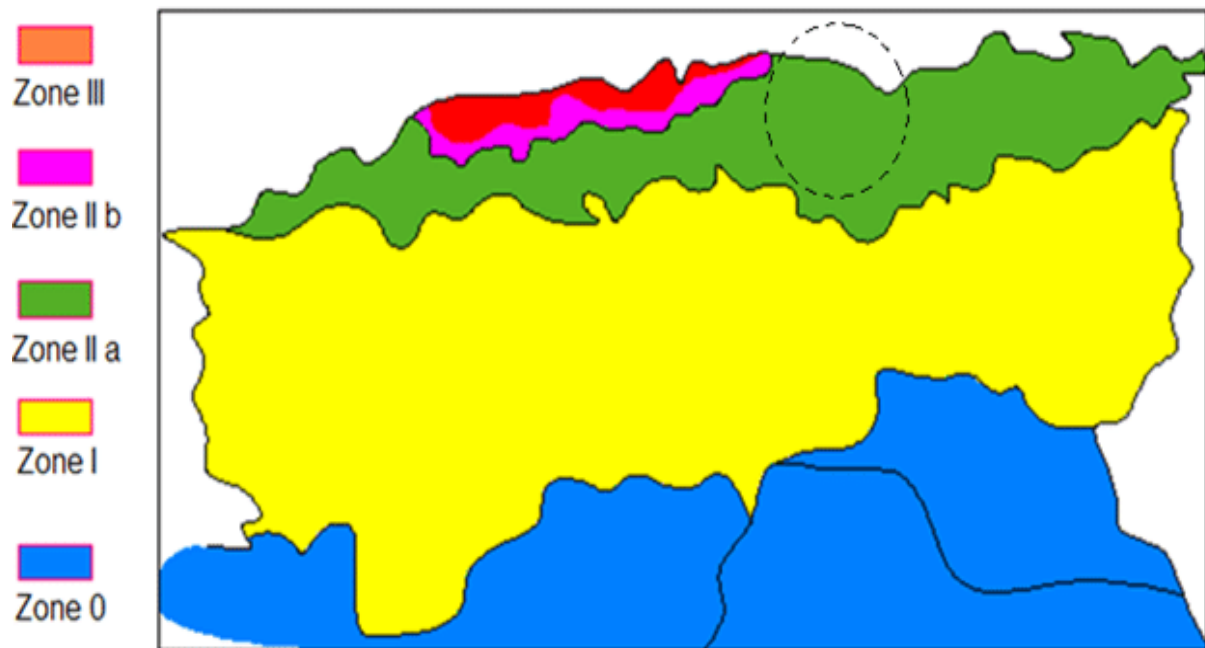


Figure I.2: zonage sismique du territoire national.

1.7. Les failles :

Le mouvement relatif continu des plaques tectoniques qui existe en profondeur dans la partie ductile du manteau est généralement accommodé par des ruptures successives dans la partie fragile superficielle de l'écorce terrestre. Les surfaces de ruptures sont nommées des failles tectoniques.

Une faille est donc une cassure avec déplacement de masse dans les matériaux rigides de l'écorce terrestre, en réaction à une contrainte. Les forces qui génèrent cette contrainte peuvent agir en compression, en extension ou en couple, définissant autant de types de failles [4].

1.8 Type des failles

L'analyse des ondes sismiques permet de comprendre quel type de faille est à l'origine du séisme, de trouver l'orientation de cette faille, ainsi que la direction du Glissement sur cette faille.

Les failles normale

Elles sont caractérisées par l'écartement d'un compartiment par rapport à un autre (contraintes de traction).

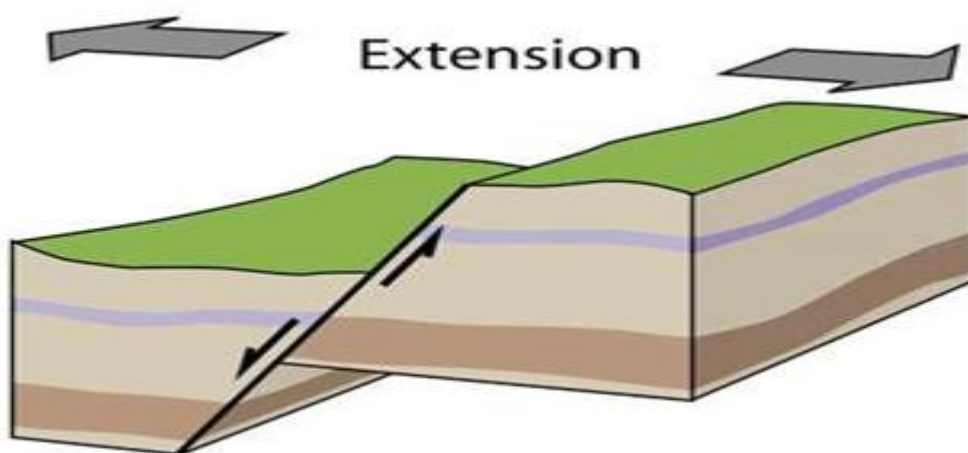


Figure I.4: faille normale

Les Failles inverses (chevauchement)

Elles sont caractérisées par le mouvement de chevauchement de deux compartiments en présence des contraintes de compression c'est à dire, rapprochement de l'un vers

L'autre (Séisme d'El-Asnam-1980).

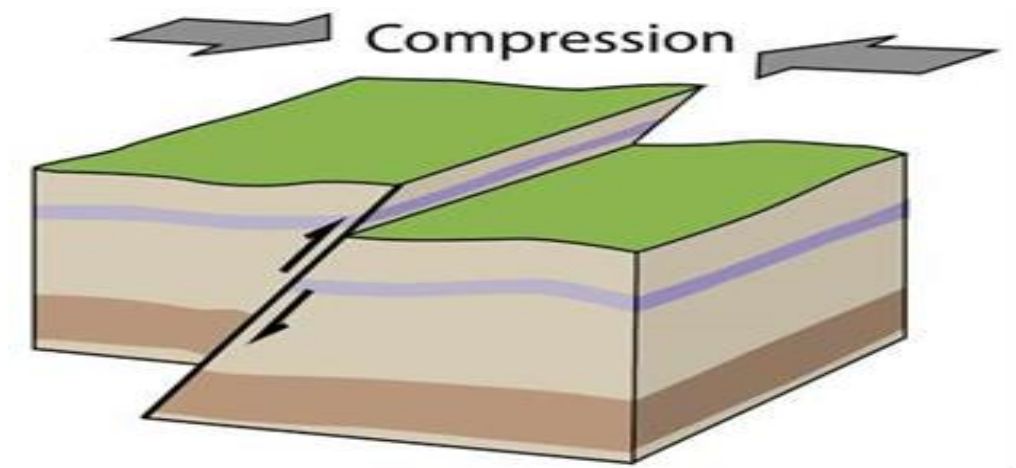


Figure I.5: faille inverses.

Les Failles décrochaites (coulissantes)

Elles provoquent le coulissement horizontal de deux blocs en sens contraire de part et d'autre dans le plan de la faille (contrainte de cisaillement).

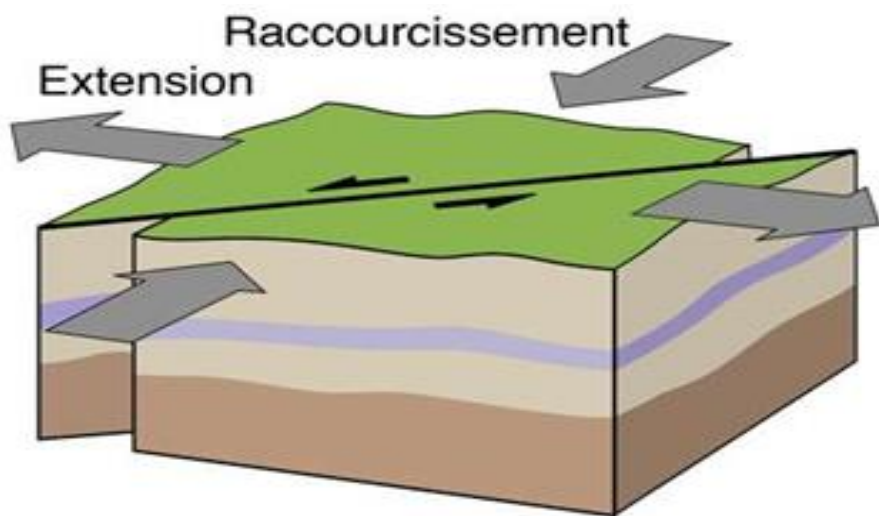


Figure I.6: faille décrochements

I.9. Les caractéristiques principales des séismes :

Pour pouvoir décrire et qualifier un tremblement de terre, il est nécessaire de pouvoir le localiser ainsi que de pouvoir mesurer les mouvements du sol et ses impacts.

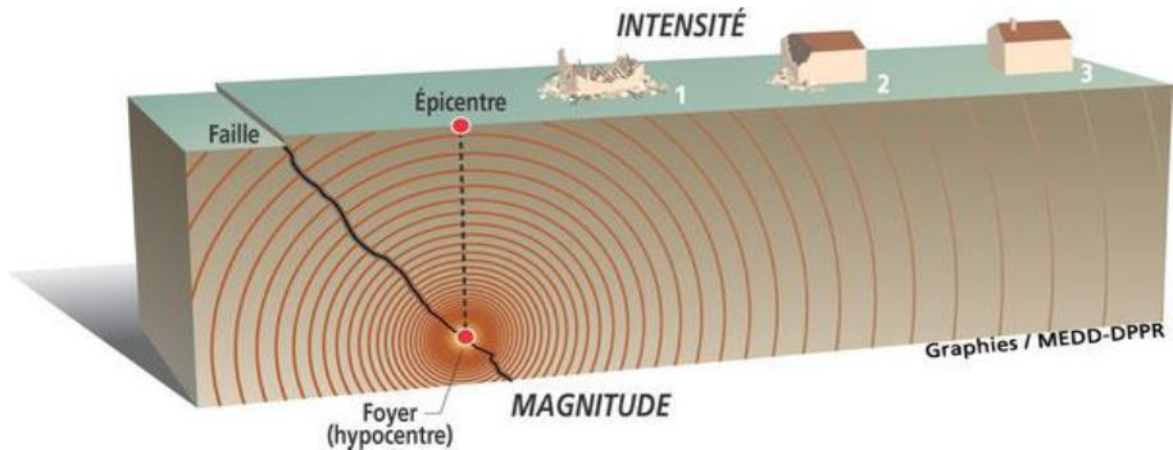


Figure I.7: Mouvement et caractéristiques d'un séisme

I.9.1. La magnitude (échelle de RICHTER):

La puissance d'un tremblement de terre correspond à l'énergie libérée pendant ce séisme. La puissance est exprimée grâce à une échelle des magnitudes créée par le géophysicien américain Charles Richter en 1935 : « l'échelle de Richter ». C'est l'échelle la plus utilisée.

En pratique, la magnitude d'une secousse sismique est déterminée d'après les enregistrements des mouvements du sol effectués en un certain nombre de points d'observation situés à des distances quelconques de l'épicentre.

La magnitude est calculée soit à partir de l'amplitude du signal enregistrée par un sismomètre, soit à partir de la durée du signal lue sur le sismogramme. Son calcul nécessite plusieurs corrélations tenant compte du type de sismographe utilisé, de la distance entre le séisme et la station d'enregistrement, de la profondeur du séisme, de la nature du sous-sol où se trouve la station d'enregistrement.

Les corrélations permettent de calculer partout dans le monde la même magnitude pour un même séisme.

I.9.2. L'intensité (échelle de MERCALLI) :

C'est une caractérisation de l'importance des effets matériels observés en surface et de la perception par la population. Cette description vaut pour une zone géographique donnée, mais est assez qualitative.

I.9.3. L'hypocentre ou foyer :

Le point à partir duquel la rupture est initiée, c'est bien l'origine de la rupture des roches en profondeur, il va s'étendre rapidement jusqu'à atteindre la faille. Le foyer peut se situer à des profondeurs de l'ordre de 700 km

I.9.4. L'épicentre :

L'épicentre est le point de la surface terrestre situé à la verticale d'hypocentre. Le centre de la zone de plus forte intensité est appelé l'épicentre macrosismique.

Il existe trois classes de séismes, selon la profondeur de champ :

a) les séismes superficiels : qui se produisent à une faible profondeur, soit dans les premières dizaines de kilomètres (<60km), et qui se trouvent autant aux frontières divergentes.

b) Les séismes intermédiaires : qui se produisent entre quelques dizaines de kilomètres de profondeur (60 à 300km), et se concentrent uniquement au voisinage des limites convergentes.

c) Les séismes profonds : qui se produisent à des profondeurs pouvant atteindre les 700km, soit en pratique la base de l'asthénosphère, ce sont des séismes de grande intensité, il surviennent au niveau des zones de subduction et se sont les plus destructeurs.

1.10 Les ondes sismique :

Libérées par la rupture sur la faille, des ondes sismiques se propagent dans toutes les directions.

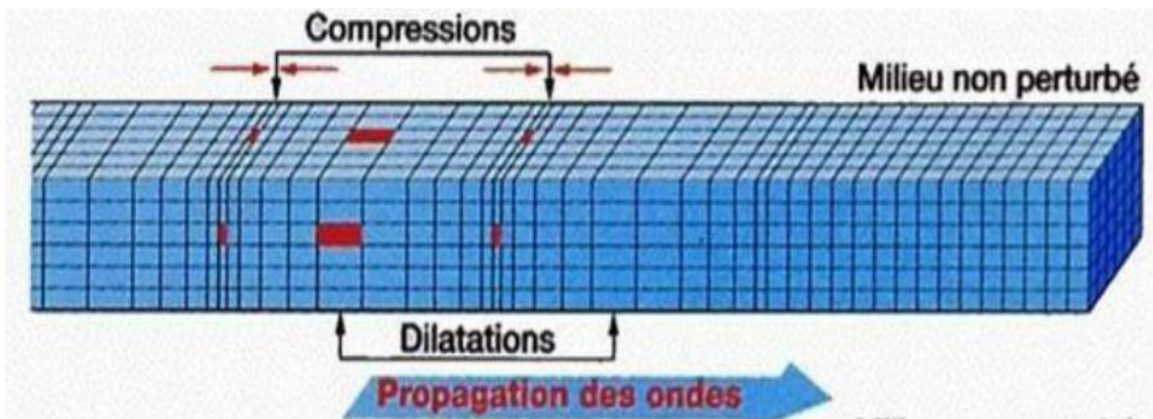
Plusieurs types d'ondes aux effets différents sur les sols et les structures sont générés par La connaissance des caractéristiques des différents types d'ondes et leur condition de propagation permet de comprendre leur action sur les structures en fonction du site géologique où se situe la construction et de sa distance au foyer [5].

1.10.1 Les ondes de volumes :

Elles se propagent dans la masse terrestre depuis la source, lorsqu'elles arrivent à la surface elles provoquent des déformations sur les constructions sous l'effet des forces d'inertie (forces qui s'applique à une masse qui subit une accélération comme le passager d'un véhicule qui démarre ou freine). En distingue :

Les ondes P (primaire) :

Elles se progressent en animant les particules des sols traversées en compression/dilatation, elles sont dites longitudinales. Elles secouent les bâtiments de haut en bas, sont généralement à haut fréquence, Elles sont responsables du grandement sourd qu'on entend au début d'un tremblement de terre



FigureI.8 :Représentation schématique des ondes P.

Les ondes S (secondaires) :

Elles se progressent en cisillant le sol perpendiculairement à leur cheminement.

Elles secouent les bâtiments horizontalement dans tous les sens. Les ondes S ne se propagent pas dans les milieux liquides. Leurs vitesses sont plus petites que celles des ondes P, elles apparaissent en second lieu.

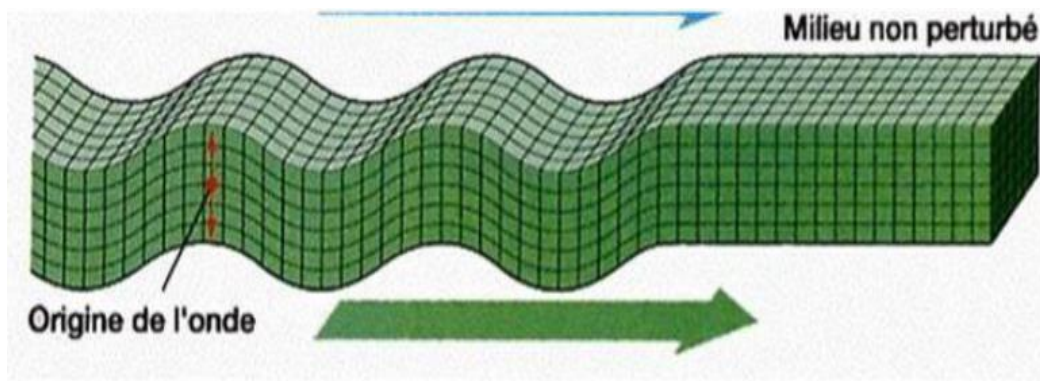


Figure I.9: Représentation schématique des ondes S.

1.10.2 Les ondes de surface :

Elles sont générées par l'arrivée des ondes de volumes à la surface du globe. Plus le séisme est profond, moins elles sont puissantes, elles concernent les couches superficielles des sols. Les ondes de surface ont un contenu fréquentiel qui concerne certaines structures. On distingue [6].

Ondes de Love ou ondes L:

Pour ces ondes les particules se déplacent horizontalement et perpendiculairement à la direction de propagation. Elles provoquent une secousse horizontale, qui est la cause de nombreux dégâts aux fondations des édifices, elles arrivent en troisième position après les ondes S et P.

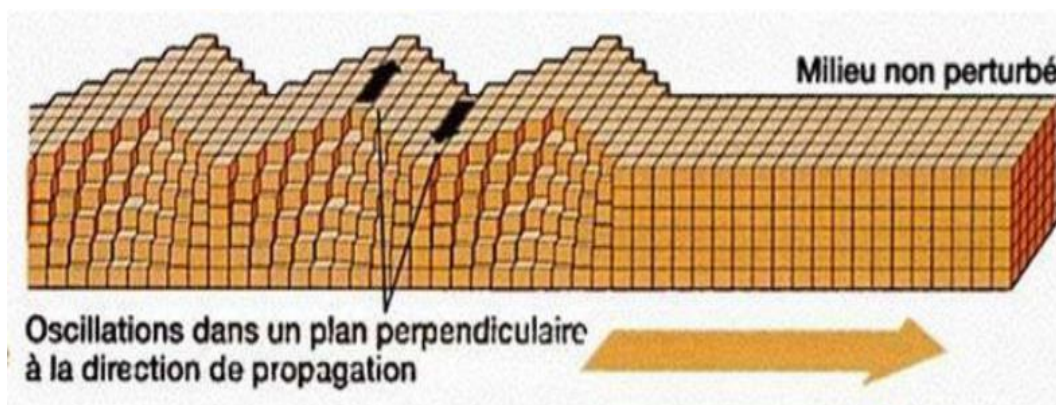


Figure I.10: Représentation schématique des ondes L .

Ondes Rayleigh (R)

Elles résultent d'une combinaison d'ondes P et S, ainsi leur déplacement est complexe, un mouvement à la fois horizontal et vertical (elliptique), et les vibrations résultantes se font dans un plan parallèle à la direction de propagation.

Les ondes de Rayleigh sont plus lentes que celles de Love, elles arrivent généralement en quatrième position.

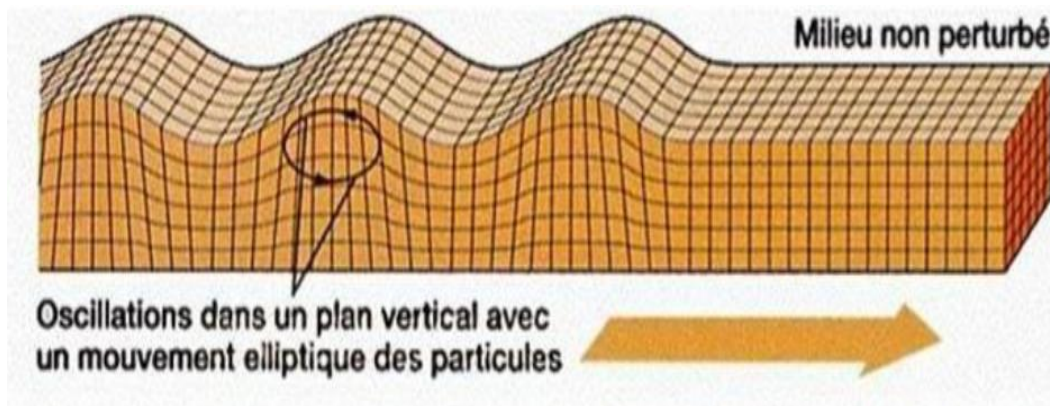


Figure I.11: Représentation schématique des ondes R.

I.11 Caractérisation des accélérogrammes

L'intégrale de Duhamel permet le calcul de la réponse dynamique de l'oscillateur simple quelle que soit la sollicitation. Un accélérogramme définit la description temporelle d'une sollicitation dynamique $\gamma(t)$, d'un séisme par exemple.

Différents paramètres peuvent caractériser des accélérogrammes pour un site donné :

- l'accélération maximale du sol ou amplitude maximale du mouvement du sol.
- le contenu fréquentiel du séisme représenté par son spectre de réponse.
- la durée de l'accélérogramme.
- le nombre de cycles forts.
- l'intensité d'Arias.

Les accélérogrammes utilisés peuvent être naturels ou synthétiques.

Les accélérogrammes naturels sont choisis parmi une banque de données faites d'accélérogrammes réels.

Les accélérogrammes synthétiques sont calculés pour reconstituer au mieux un spectre de réponse donné. Ils ont un nombre de cycles forts supérieur à celui d'un accélérogramme réel et sont donc plus endommageant.

Pour obtenir les spectres de réponse élastique, plusieurs accélérogrammes, représentatifs des séismes probables d'une région, sont appliqués à des oscillateurs simples présentant des périodes propres diverses.

La résolution de l'intégrale de Duhamel permet de définir, pour chaque période propre, le maximum de l'accélération, ou de la vitesse ou encore du déplacement de la masse. La courbe enveloppe de ces maxima constitue un spectre de réponse élastique.

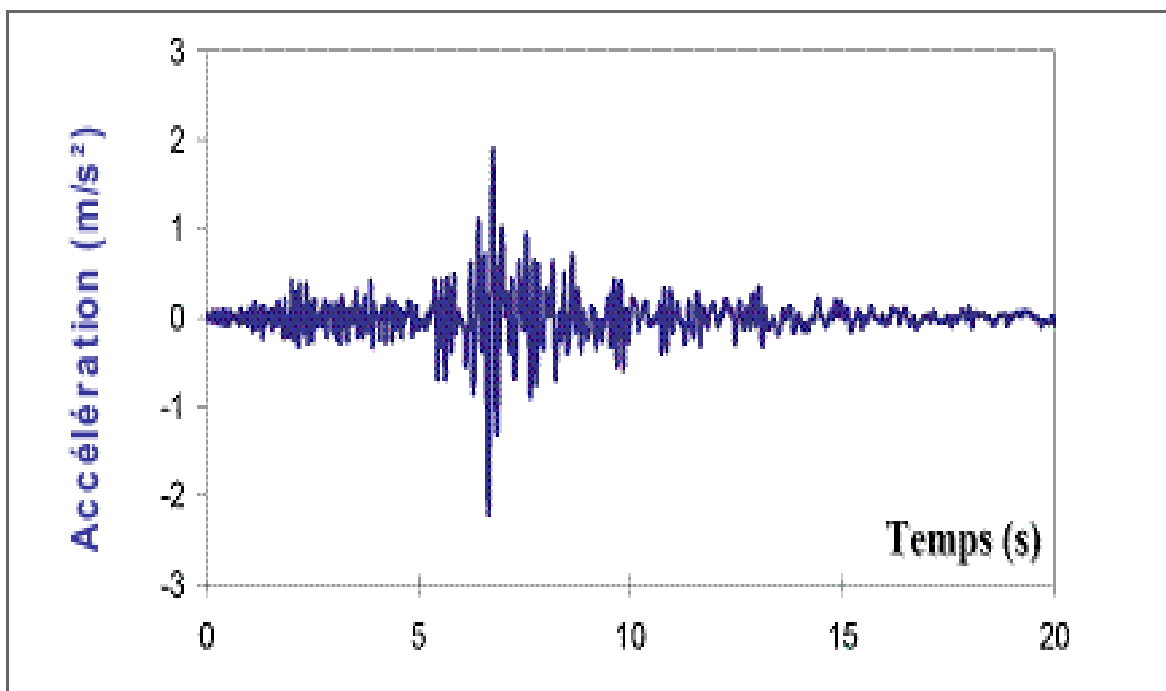


Figure I.12: Exemple D'accélérogramme

I.12. Spectre de réponse :

L'approche commune dans le dimensionnement parasismique courant est de caractériser les effets sismiques par des spectres 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 adaptée pour : couvrir -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. [7].

I.13. Action sismique :

Le mouvement sismique (ou action sismique) peut se décomposer en la somme d'une composante horizontale (suivant deux directions principales H_x et H_y) et d'une composante verticale V_z . Il est utile de savoir qu'à l'aplomb de l'épicentre, la composante verticale est égale à la composante horizontale. Plus nous nous éloignons de cet épicentre, plus la composante verticale est moins importante par rapport à la composante horizontale.

L'importance du mouvement vertical est souvent négligeable, car moins dommageable que le mouvement horizontal du fait que cette action s'atténue tout en s'éloignant de l'épicentre et surtout en raison que les constructions ont été conçues essentiellement pour reprendre l'action de la pesanteur avec une marge de sécurité assez importante ce qui n'est pas le cas pour la composante horizontale. Alors la composante horizontale sera préférée pour dimensionner les structures à la résistance aux efforts horizontaux. [8]

1.14 Conclusion :

Les séismes sont un phénomène destructeur qui résulte du mouvement des plaques tectoniques qui sont directement ressentis à la surface de la Terre et peuvent causer de nombreux dégâts. Il est impossible d'empêcher leur apparition. De nombreux sismologues étudient ce phénomène pour tenter de le prédire.

En utilisant des outils sismométriques, nous pouvons détecter un tremblement de terre. Il est possible de découvrir un moyen de contrer les effets dévastateurs du séisme, mais une étude très approfondie est nécessaire. Pour que l'homme puisse enfin faire face à un tremblement de terre.

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

Chapitre II

Conception des bâtiments dans les zones sismiques

II.1. Introduction :

Le but de la construction parasismique consiste à trouver des techniques de génie civil permettant aux habitations de suffisamment résister pour limiter les dommages non structuraux et éviter les dommages structuraux (un comportement élastique au cas de séisme modéré et capable de dissiper l'énergie en cas de séisme majeur). Beaucoup de progrès ont été faits dans ce domaine depuis les années 60 et différentes techniques de conception parasismique d'ensemble ont été développées:

Implantation judicieuse des constructions, hors des zones instables.

Adaptation des fondations au type de sol.

Utilisation de matériaux de qualité adéquate.

Utilisation de dispositions constructives énoncées dans les guides techniques de construction parasismique (distribution des masses, chaînages horizontaux et verticaux, etc;)

Prise en compte de l'action sismique sur le site considéré.

La construction parasismique consiste, en plus de l'élaboration de techniques de construction face au risque sismique, en la recherche des méthodes permettant aux bâtiments de mieux résister aux sollicitations sismiques.

II.2. historique de construction parasismique:

Des modes de construction parasismique, plus ou moins intuitifs ou issus des leçons tirées des tremblements de terre du passé existent depuis au moins 2000 ans. Ils ont permis à de nombreuses églises, temples, mosquées, pagodes et de nombreux châteaux de résister à des tremblements de terre parfois importants..

La première réglementation parasismique européenne est née à Naples grâce à la volonté des Bourbons après le terrible séisme arrivé en 1783 dans la Calabre du sud. Contrairement à d'autres catastrophes naturelles comme les avalanches ou les inondations

les séismes tuent presque exclusivement par les chutes d'objets et l'effondrement des bâtiments. Comprendre le comportement des ouvrages pendant une secousse et apprendre à

construire des édifices qui ne s'effondrent pas est donc un moyen efficace de se prémunir des effets des séismes.

C'est l'objet du génie parasismique. Un bâtiment construit suivant des règles parasismiques doit pouvoir se déformer, voire s'endommager, sans s'effondrer. En d'autres termes, le génie parasismique consiste à concevoir des structures capables d'absorber et de dissiper l'énergie mécanique transmise par le séisme. Bien avant l'apparition du génie parasismique moderne, plusieurs grandes civilisations ont su construire des monuments qui ont résisté au temps et aux séismes. Le site andin de Machu- Pichu est ainsi un remarquable exemple d'architecture parasismique. Tout comme le Palais Impérial de Tokyo et ses murailles, composées de blocs de pierre pesant plusieurs tonnes, qui résistent admirablement aux fréquentes secousses qui les agitent.

Habitué aux cataclysmes sismiques, les architectes japonais sont depuis longtemps des experts de l'art de vivre avec les tremblements de terre. Les bâtiments japonais traditionnels, notamment les fameuses pagodes bouddhiques, respectaient déjà les principales règles de construction parasismique. Frêles mais résistantes, ces constructions utilisaient des structures en bois encastrées, qui offraient un parfait équilibre entre légèreté et solidité.

Le risque nouveau que fait courir l'urbanisation et la multiplication des bâtiments en béton dans des zones sismiques, a, depuis les années 60, entraîné un essor de la recherche et une amélioration sensible des techniques du génie parasismique.[9]

II.3. Notion de construction parasismique:

La nécessité d'avoir des règles parasismiques simples, faciles à utiliser, ainsi qu'un compromis entre un niveau de protection parasismique acceptable et son coût, a été évoquée plus haut.

Dans le but d'apprécier le degré de prise en compte par les règles de l'agression sismique et du comportement réel des structures, quelques démarches réglementaires sont commentées dans ce qui suit..[10]

- Une conception parasismique permet :

- ✓ De minimiser les effets des charges sismiques
- ✓ D'assurer la résistance

✓ D'abaisser le cout de la protection parasismique.

- Les bases d'une conception parasismique:

✓ Prendre en considération l'implantation de l'ouvrage

✓ Intégrer une architecture favorable à la résistance aux séismes,

✓ respectant les dispositions parasismiques des normes

✓ Anticiper les effets destructeurs

✓ Assurer la reprise des efforts. [11]

II.4. Les séismes et la réponse des constructions :

Les séismes se manifestent à la surface du sol par un mouvement de va-et-vient (Ondes de Love). Le mouvement est caractérisé par le déplacement et l'accélération du sol.

Les constructions sont liées au sol au moins par les fondations, éventuellement par leurs parties enterrées (sous-sol). Les éléments de construction solidaires du sol suivent ces déplacements; du fait de leur masse, par inertie les parties présentes en élévation ne suivent pas instantanément le mouvement et il s'ensuit une déformation de la structure

Pour bien comprendre les effets d'un tremblement de terre sur les constructions nous allons analyser, à partir d'exemples simples, la façon dont réagissent les structures aux oscillations sismiques et les situations à risque qui leurs sont liées.

(Figure. II.1) indique schématiquement comment réagit une construction (composée ici de 2 planchers) aux oscillations verticales (ondes de Rayleigh), aux oscillations horizontales (ondes de Love) qui sont les plus destructrices. [12]

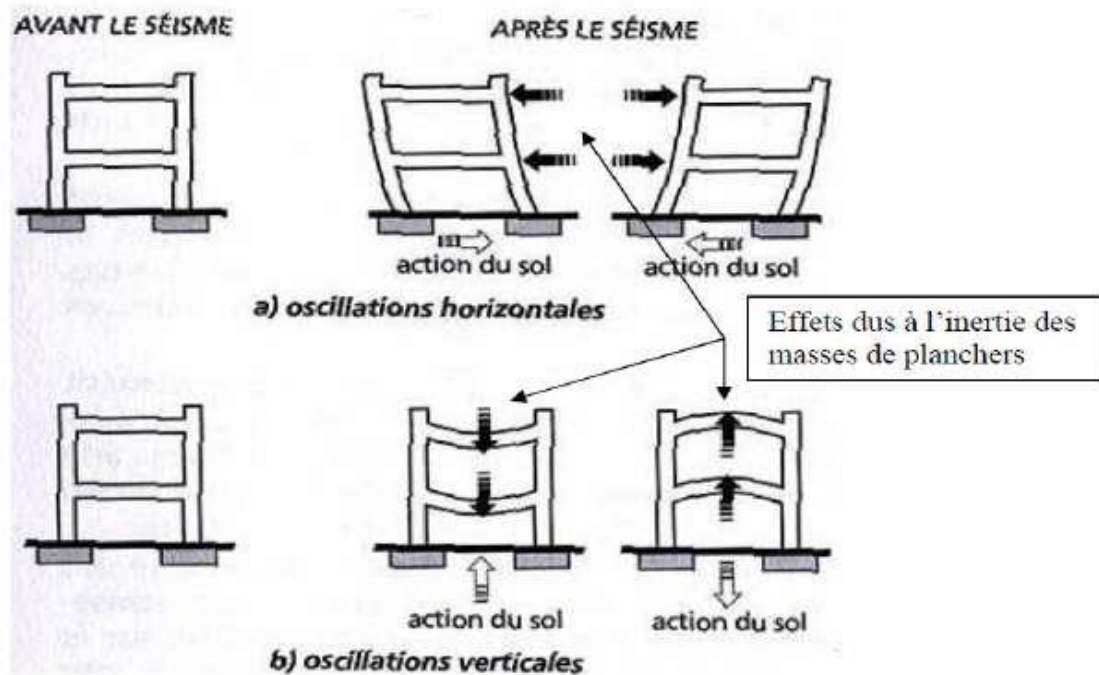


Figure. II.1 : Réponse des constructions aux actions horizontales et verticales des tremblements de terre.

Les oscillations de torsion sont dues à la « mauvaise » conception des constructions, car le sol ne tourbillonne pas. Lors des séismes, les parties plus déformables des ouvrages vrillent autour des parties plus rigides. Ce phénomène est expliqué plus loin. Les bâtiments supportent très mal les oscillations de torsion. Il s'agit d'un des phénomènes les plus destructeurs.. [13]

II.5. Concept général :

II.5.1 Concept général de stabilité des bâtiments sous action sismique :

Tous les bâtiments constituent des «boîtes », dont le fonctionnement général est schématisé à la Figure 1 et dont la stabilité implique le respect des 3 conditions suivantes:

Une résistance adéquate des plans constituant la boîte:

a contreventements verticaux: murs, triangulations, portiques

b contreventements ou diaphragmes horizontaux ou sub-horizontaux : planchers, toitures, poutres «au vent », etc...

Un choix convenable de ces plans, tel que la géométrie globale de la boîte reste inchangée lors des mouvements sismiques : limitation des mouvements hors plan, gauchissement,... ; ceci demande:

- A : un nombre convenable de plans de contreventement verticaux et horizontaux.
- B:une bonne disposition relative de ces plans.
- C:Des liaisons adéquates entre ces plans .

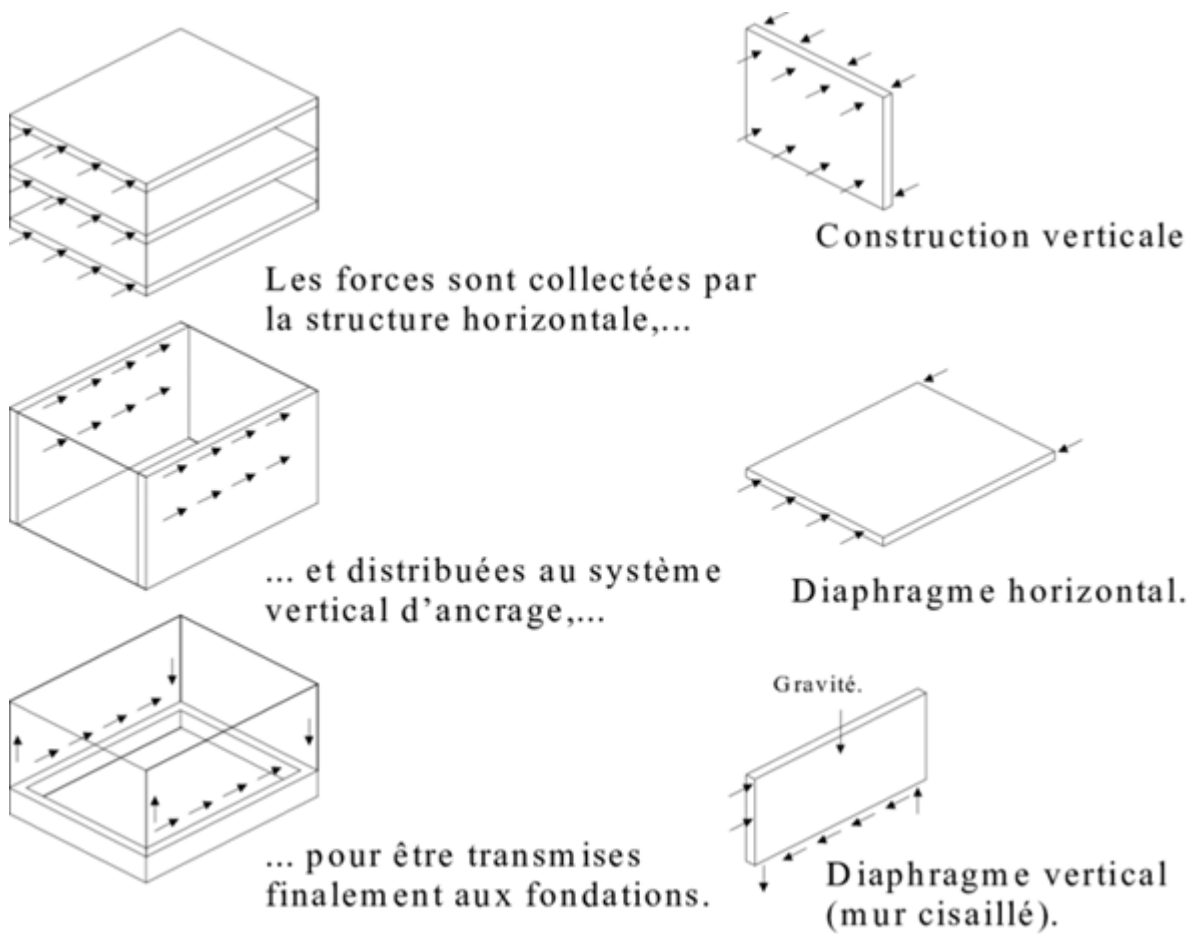


Figure. II.2 :schéma gènèral de fonctionnement en (boite) pour la reprise des action horizontales de sèisme ou de vent

II.5.2. Les principes généraux de la conception parasismique des bâtiments :

II.5.2.1. Simplicité :

Le comportement d'une structure simple est plus facile. À comprendre et à calculer; le risque d'omettre un phénomène particulier, comme une interaction entre parties de raideur différentes ou un cumul d'effets différents entre ces parties est faible. La simplicité d'ensemble concourt à la simplicité des détails. [14]

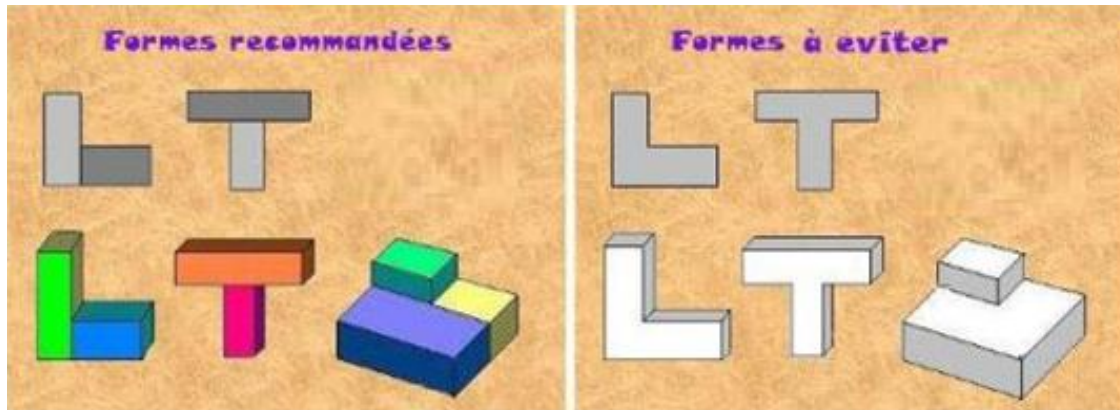


Figure. II.3 Des formes complexes aux formes simples

II.5.2.2 Continuité :

Toute discontinuité dans le dessin d'une structure conduit à une concentration de contraintes et de déformations. Une structure discontinue est toujours mauvaise, car le mécanisme de ruine qu'elle fait intervenir est local. Le principe de continuité a un impact sur le dessin d'ensemble des structures qui est explicité dans les principes 3 et 4.

II.5.2.3. Régularité en plan :

Le mouvement sismique horizontal est un phénomène bidirectionnel. La structure du bâtiment doit être capable de résister à des actions horizontales suivant toutes les directions et les éléments structuraux doivent des caractéristiques de résistance et de rigidité similaires dans les deux directions principales, ce qui se traduit par le choix de formes symétriques.

La forme idéale n'est pas seulement symétrique suivant deux axes, mais se rapproche de l'axisymétrie – **Figure. II.4** et **Figure. II.5** car des dégâts importants ont souvent été observés à la jonction des pans dans des structures composées de plusieurs pans perpendiculaires.

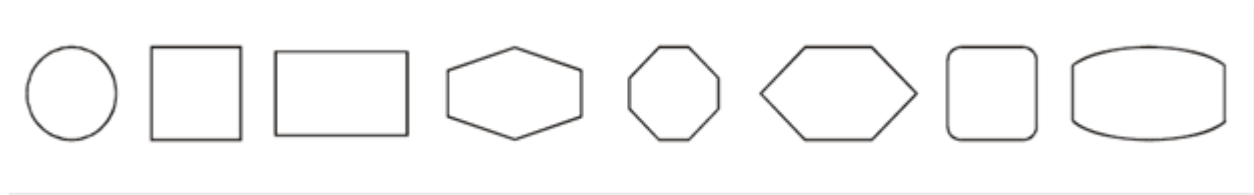


Figure. II.4 Régularité en plan

Ce qui est vrai pour la flexion d'ensemble l'est aussi pour la torsion: les éléments reprenant la torsion doivent être distribués assez symétriquement. Le non respect de ce principe peut conduire à une déformation permanente gauchie de la structure .

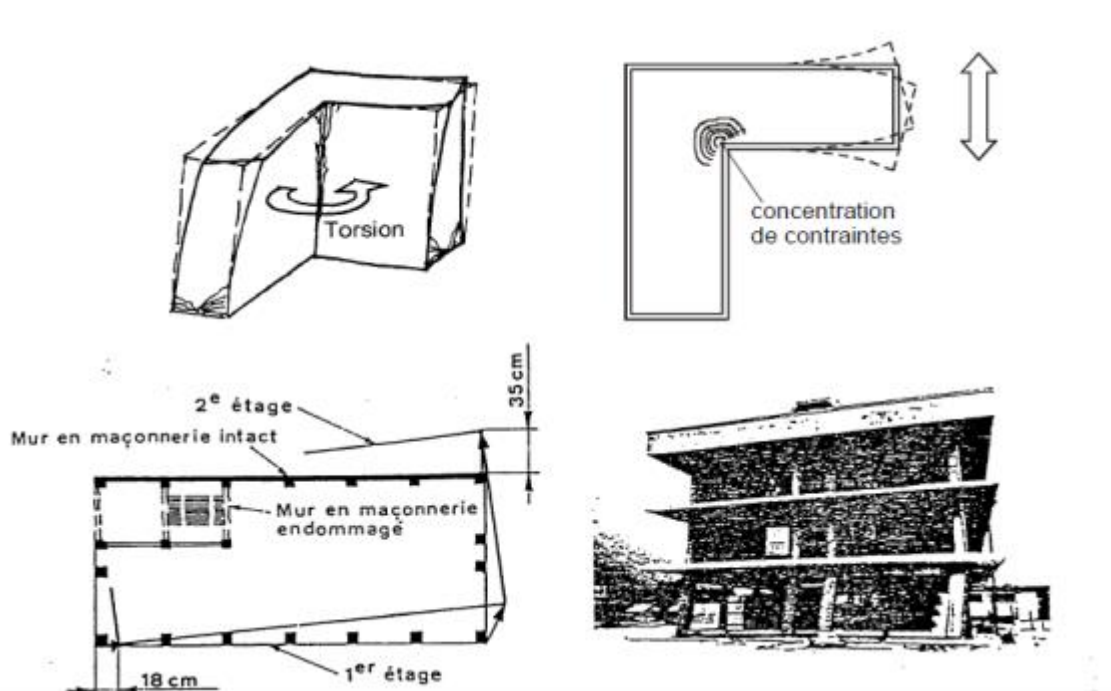


Figure. II.5: flexion d'ensemble

II.5.2.4. Régularité en élévation :

Dans la vue en élévation, les principes de simplicité et de continuité se traduisent par un aspect régulier de la structure primaire, sans variation brutale de raideur. De telles variations entraînent des sollicitations locales élevées .

Les problèmes rencontrés dans les irrégularités en élévations sont les distributions de la masse, la rigidité et la résistance ainsi que les oscillations différentielles.

La structure devrait avoir une distribution uniforme et continue de la masse, de rigidité, de la résistance et de ductilité

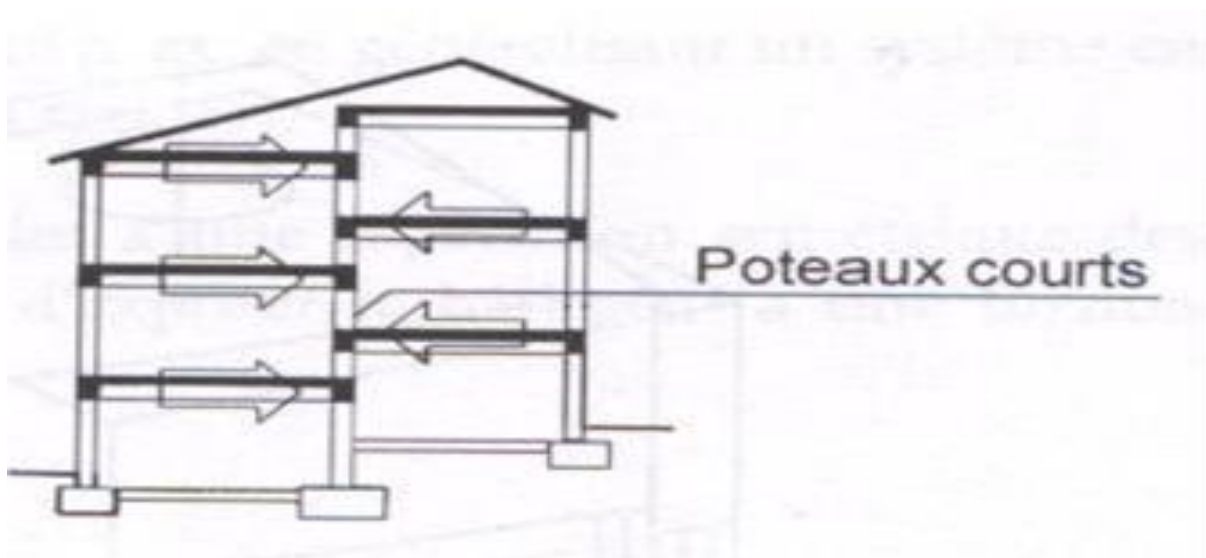


Figure. II.6: poteaux courts

Les différences de niveaux à l'intérieur du bâtiment créent des effets de poteaux courts sur les éléments porteurs verticaux qui peuvent périr par cisaillement.

Les niveaux souples au transparent

II.5.2.5. Raideur et résistance à la torsion :

La distribution des contraintes dans un solide soumis à torsion est telle qu'il faut que les éléments susceptibles de donner la raideur/résistance torsionnelle à la structure soient portés le plus possible vers la périphérie du bâtiment pour atteindre leur effet maximal. Une résistance et une rigidité appropriées à la torsion sont nécessaires pour limiter les mouvements du bâtiment et les sollicitations des éléments structuraux dus à la torsion. La disposition constructive, classique en zone non sismique, où un seul noyau central constitue le seul contreventement, offre peu de raideur torsionnelle et peut conduire à des sollicitations élevées des portiques périphériques.

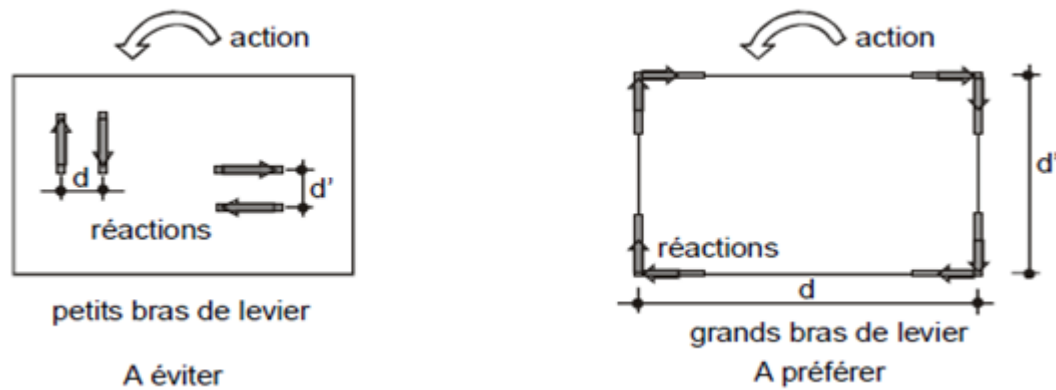


Figure. II.7: résistance de torsion

II.5.2.6. Diaphragmes rigide efficaces :

Les diaphragmes d'un bâtiment sont les structures horizontales qui reportent l'action horizontale, résultant de la mise en mouvement des masses des planchers et de leurs charges, vers les structures verticales de contreventement. Les diaphragmes doivent être peu déformables dans leur plan, de manière à assurer une distribution efficace de l'action horizontale entre les différentes structures verticales. Idéalement, ils assurent à chaque niveau où ils sont présents une absence de déplacement horizontal relatif entre les structures verticales. Dans ce cas, l'action horizontale résultante à un niveau se répartit sur les contreventements verticaux proportionnellement à la raideur relative de ces derniers. Les éléments verticaux les plus rigides supportent ainsi les charges les plus importantes. Lorsque la raideur d'un contreventement

vertical diminue à cause de fissurations ou de sa ruine, les efforts qu'il ne peut plus reprendre sont automatiquement redistribués par le diaphragme horizontal sur les autres contreventements verticaux. Il est donc souhaitable que le nombre de contreventements verticaux soit supérieur au minimum nécessaire à la stabilité de la structure. Le rôle de diaphragme est joué par la toiture et par les planchers, qui peuvent être constitués de différentes façons : plancher en béton armé, mixte, grillage de poutres contreventées, treillis spatial, portiques horizontaux. La rigidité des diaphragmes dépend:

- de leur forme: les diaphragmes longs et étroits sont flexibles. Les diaphragmes présentant des angles rentrants peuvent subir des concentrations de contraintes entraînant des dommages. - des rigidités respectives du diaphragme et du contreventement vertical. Si la rigidité du contreventement vertical est importante (murs en maçonnerie ou voiles de béton), les portées modérées du diaphragme sont préférables afin de limiter leur flexibilité.

II.5.2.7. Des éléments structuraux verticaux surdimensionnés :

La ruine des éléments structuraux verticaux d'un bâtiment a un impact nécessairement catastrophique, car elle entraîne la chute d'un étage, qui entraîne à son tour souvent l'effondrement total de la structure. Il est donc fondamental pour la sécurité d'éviter à tout prix la ruine des éléments structuraux verticaux.

De plus, si les éléments structuraux verticaux sont le siège de flexions M combinées à de la traction ou de la compression N , leur moment de flexion résistant: - peut perdre tout caractère de moment «plastique» ductile, en particulier en béton armé car la capacité de raccourcissement de ce matériau dans le domaine plastique est très faible et sa ruine en compression fragile. - peut être fortement réduit par rapport à une situation de pure flexion.

Dans les poteaux également, la zone de nœud est soumise à fort cisaillement du fait des moments de flexion de signe opposé qui se développent dans les poutres. La ruine par cisaillement de la zone de nœud n'est en aucun cas ductile dans les constructions en béton armé. Par contre, le cisaillement plastique de la zone de nœud d'un poteau en acier est extrêmement ductile et acceptée dans des proportions limitées.

II.5.2.8. Créer les conditions d'un mécanisme plastique global

Exemple 1 : le principe «poteaux forts — poutres faibles» pour la formation des rotules plastiques dans les poutres plutôt que dans les poteaux des ossatures en portique (cette cas on va étudier dans les chapitres prochain).

Dans les bâtiments dont l'ossature primaire est faite de portiques qu'on souhaite faire travailler dans le domaine plastique sous séisme de projet il est fondamental pour la sécurité de développer les déformations plastiques dans les poutres et non dans les poteaux

Plusieurs raisons justifient cette option: - c'est une condition nécessaire pour former un mécanisme plastique d'ossature de type global impliquant la formation de nombreuses rotules plastiques ; au contraire, la formation de zones plastiques dans les poteaux peut se limiter au seul niveau des premières rotules formées- l'effet $P - \Delta$ est moins important dans ce cas.- des

planchers et des poutres même fortes endommagées ne s'effondrent pas individuellement, ils restent suspendus par les armatures ou les parties restantes des assemblages, alors que les dégâts aux poteaux entraînent facilement un effondrement d'ensemble.- la ductilité est plus facilement réalisable dans des éléments purement fléchis.

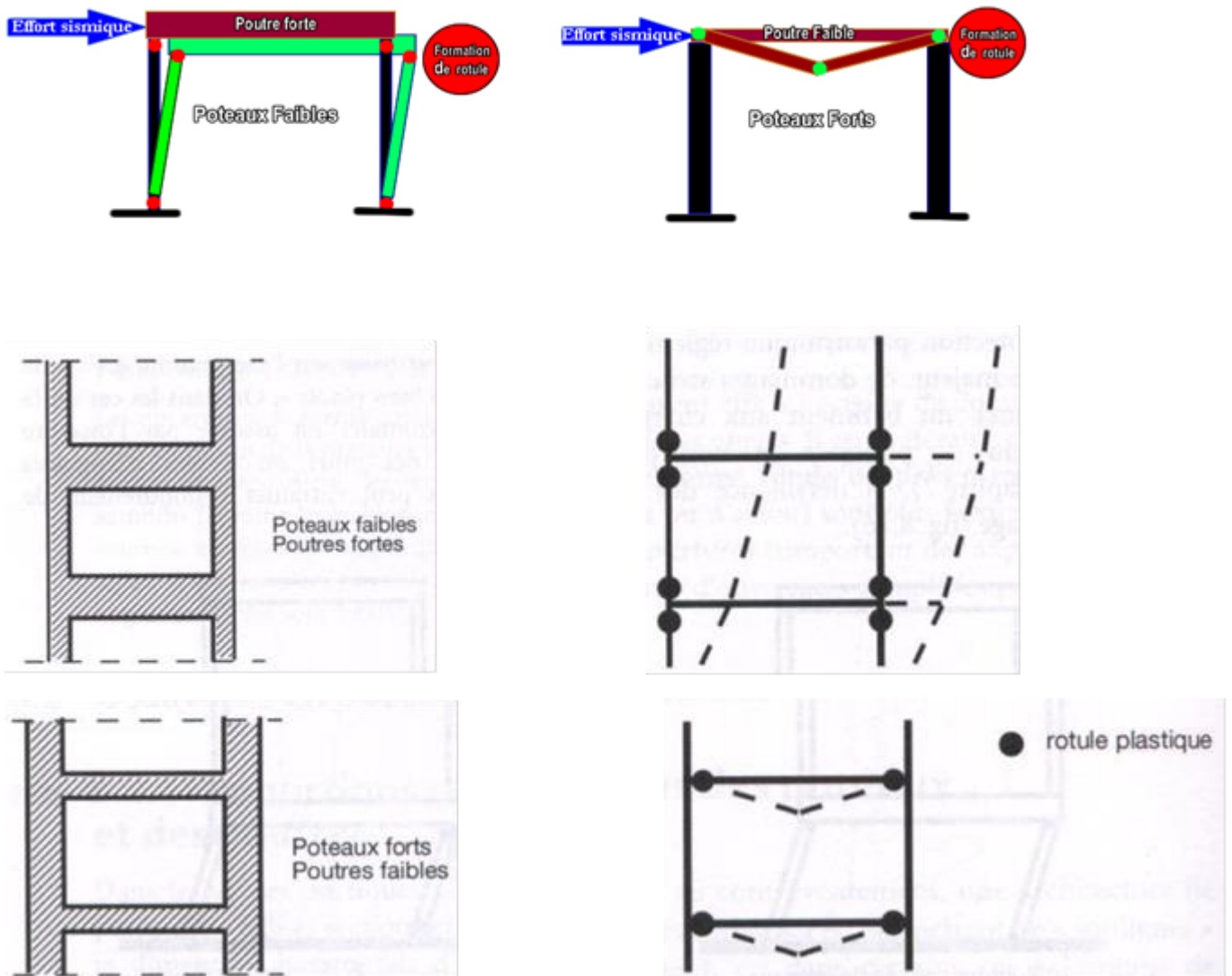


Figure. II.8: mécanisme plastique

II.5.2.9. Choix rationnels relatifs aux masses :

Le choix de planchers légers plus performants peut ainsi entraîner une réduction des quantités et coûts d'ossature et de fondation, car les planchers représentent environ 80% de la masse d'un bâtiment. Cette réduction de prix de l'ossature peut compenser le surcoût des planchers

plus performants. Concernant les masses correspondant aux actions de service, il faut, lorsqu'on a le choix, éviter de les placer dans des zones de la structure où elles engendrent des sollicitations importantes de flexion ou de torsion. Ainsi, des zones massives telles que bibliothèques, archives, salle de radiographie, etc... Devraient être placées au sous-sol ou au rez de chaussée plutôt qu'aux étages, afin de réduire le cisaillement et la flexion. Afin de réduire la torsion, ces mêmes locaux, s'ils sont placés en hauteur, devraient être situés au plus près du centre de torsion du bâtiment.

II.5.2.10. Largeur des contreventements

Les forces horizontales équivalentes au séisme sont équilibrées en base de la structure par une résultante de cisaillement et un moment de flexion. Ce dernier entraîne

- des tractions dans les poteaux ou voiles
- des compressions dans les poteaux ou voiles.

On peut réduire les contraintes correspondant à ces sollicitations dans la structure en élargissant le contreventement : le bras de levier des efforts dans le plan vertical est augmenté, ce qui à action constante réduit les sollicitations

On notera toutefois que ce principe est à nuancer par la considération du spectre de réponse accélération.

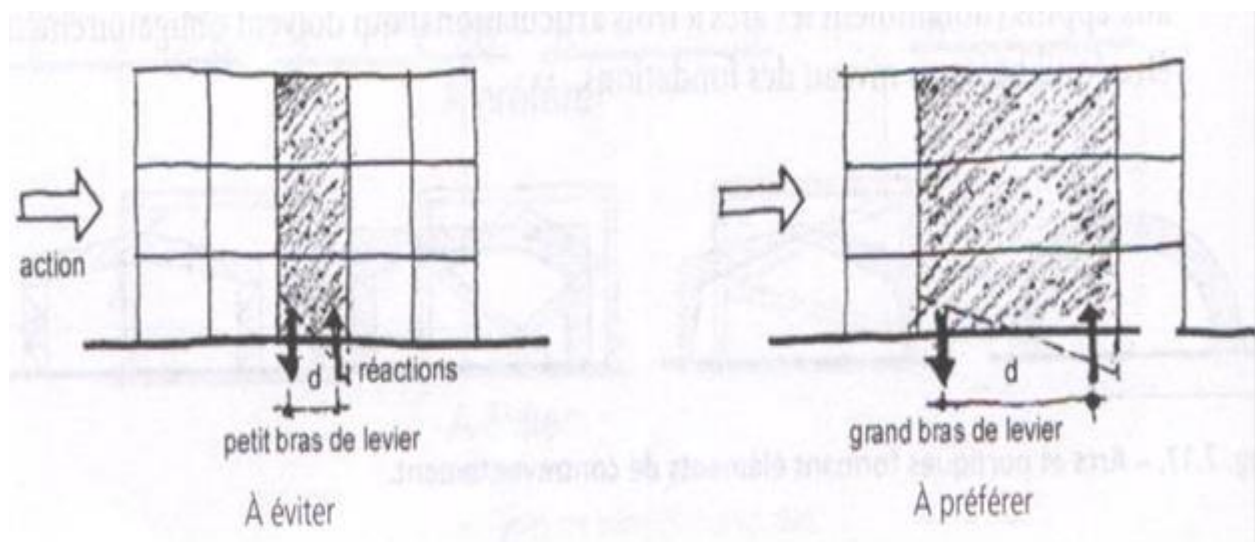


Figure. II.9 Largeur des contreventements

II.5.2.11. Largeur des fondations

Les forces horizontales équivalentes au séisme sont par une résultante de cisaillement et un moment de flexion. Ce dernier entraîne

- des tractions à la fondation
- des compressions à la fondation et un risque de soulèvement en base du côté traction

Comme pour les éléments de la structure de contreventement, on peut réduire les sollicitations à la fondation en réalisant un radier général raidi par des murs en béton armé plutôt que de multiples fondations sur semelles. Ce radier répartit les réactions sur la plus grande surface possible, ce qui réduit les contraintes appliquées au sol, en cas de fondation directe, ou les efforts dans les pieux.

Ceci est vrai quel que soit le type de contreventement utilisé: ossature en portique, voile ou triangulation. Cette option de réduction des contraintes à la fondation est intéressante, car:

elle facilite le respect de la condition « contrainte calculée S contrainte admise »- des fondations fractionnées (semelles indépendantes) offrent plus de risque d'un comportement hétérogène et tassement différentiel, car les capacités portantes du sol sont souvent variables, même sur la largeur d'un bâtiment;- il y a toujours des incertitudes sur le niveau exact des sollicitations appliquées à la fondation, pour plusieurs raisons

Ces raisons sont:

- l'incertitude générale sur le niveau de l'action sismique dans une région donnée
- l'incertitude sur la réponse exacte de l'ossature : période, cisaillement correspondant à l'entrée en plasticité de l'ossature, cisaillement correspondant à un niveau donné de déformation
- La possibilité d'un soulèvement à la fondation, côté traction..

Cette dernière circonstance n'est pas en soi un problème, mais elle entraîne une distribution différente des contraintes au sol nécessaires pour équilibrer les forces appliquées par le séisme ; les contraintes de compression à la fondation augmentent plus rapidement que la résultante de cisaillement en base, car on passe d'une distribution de contraintes de compression

impliquant toute la largeur de fondation à une distribution n'impliquant que portion restreinte la fondation.

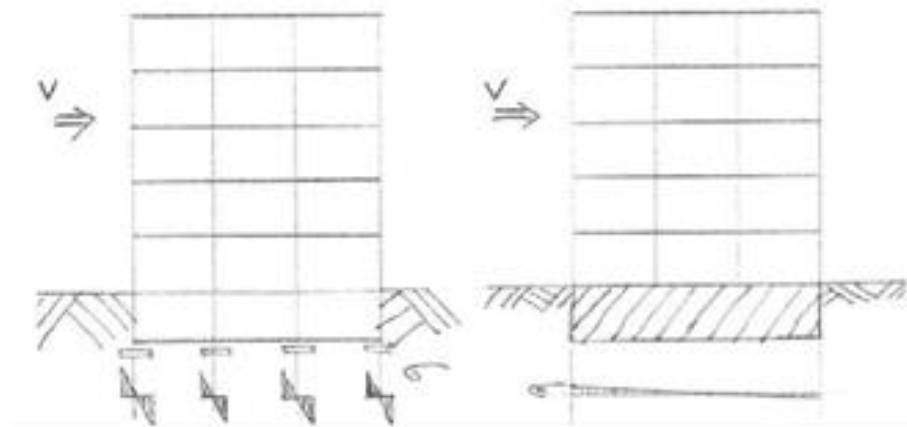


Figure. II.10 équilibrées en base de la structure

II.5.2.12. Partition en sous structurent :

Lorsque pour une raison quelconque (usage, esthétique), les principes de régularité en plan et de symétrie ne peuvent être respectés, on peut penser à effectuer une partition du bâtiment en plusieurs «blocs» ou sous structures; celles-ci sont séparées pour leur comportement structural, mais jointives pour leur utilisation.

La difficulté de cette solution consiste en la réalisation de joints corrects entre les sous structures.

Ces joints doivent être suffisamment larges pour éviter le martèlement entre sous structures lors d'un tremblement de terre, car ces sous structures n'oscillent pas nécessairement à la même fréquence et il faut cumuler leurs déplacements maxima possibles pour définir l'intervalle minimum qui doit les séparer. Cette solution doit en outre être complétée par des passerelles souples entre les différentes unités ainsi réalisées. Cette solution peut être réalisée sans dédoublement des poteaux de la structure, si les déplacements aux joints sont faibles (zone peu sismique, bâtiments peu élevés).

On note qu'il n'est pas opportun de remplir les joints sismiques de grande dimension, tels des murs mitoyens, par un matériau même peu résistant (polystyrène ou autre), car une petite contrainte appliquée à une très grande surface peut correspondre à une force résistante élevée

empêchant le fonctionnement du joint. Dans ce cas, on se contente de masquer le joint par un élément flexible, pour des raisons esthétiques.

Si le joint interrompt des éléments porteurs principaux de faible dimension (poutre), la contrainte qui peut se développer dans un matériau interface est assez élevée pour écraser celui-ci.

a) Vues en plan

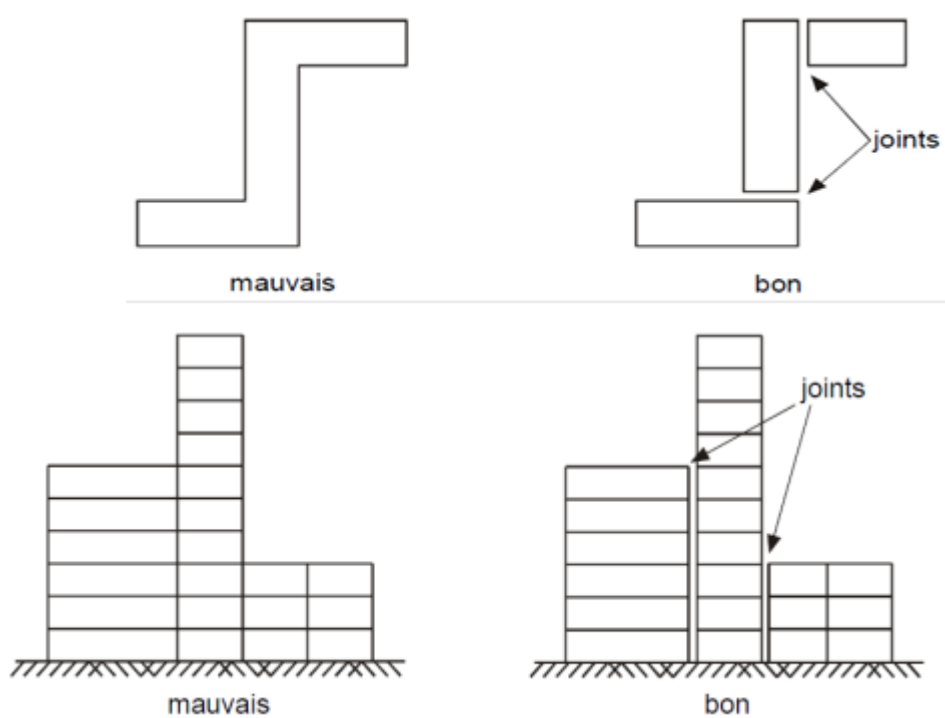


Figure. II.11 Partition des structures

b) Vues en élévation

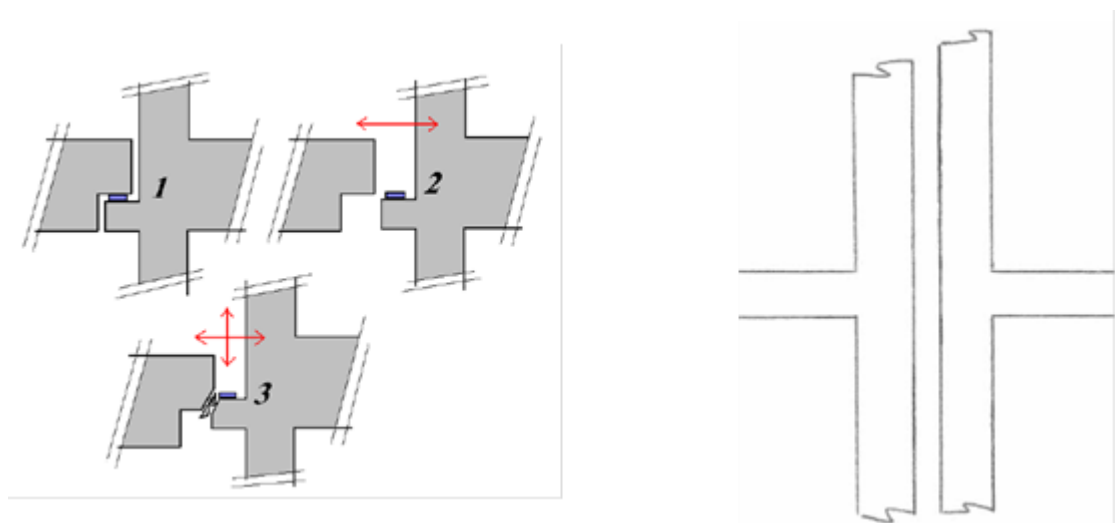


Figure. II.12 Détails de joints entre bâtiments ou entre blocs constituant un bâtiment.

II.6. L'Interaction Sol-Structure (ISS) :

Le sol n'est pas parfaitement rigide. sous l'effet d'un chargement dynamique 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.

(Figure. II.13) illustre l'aspect fondamental de l'interaction; cet aspect est présenté ici dans le cas d'une fondation sur pieux, partiellement enterrée dans le sol, mais les conclusions restent applicables à tout type de fondation. Loin de la fondation, dans une région dénommée le champ libre, les couches de sol sont traversées par des ondes sismiques dont la nature peut être complexe: on y rencontre des ondes de volume, compression (P) et cisaillement (S), des ondes de surface (Rayleigh, Love).

La nature des ondes est dictée par les caractéristiques de la source sismique mais également par la géométrie et les caractéristiques mécaniques des terrains traversés.

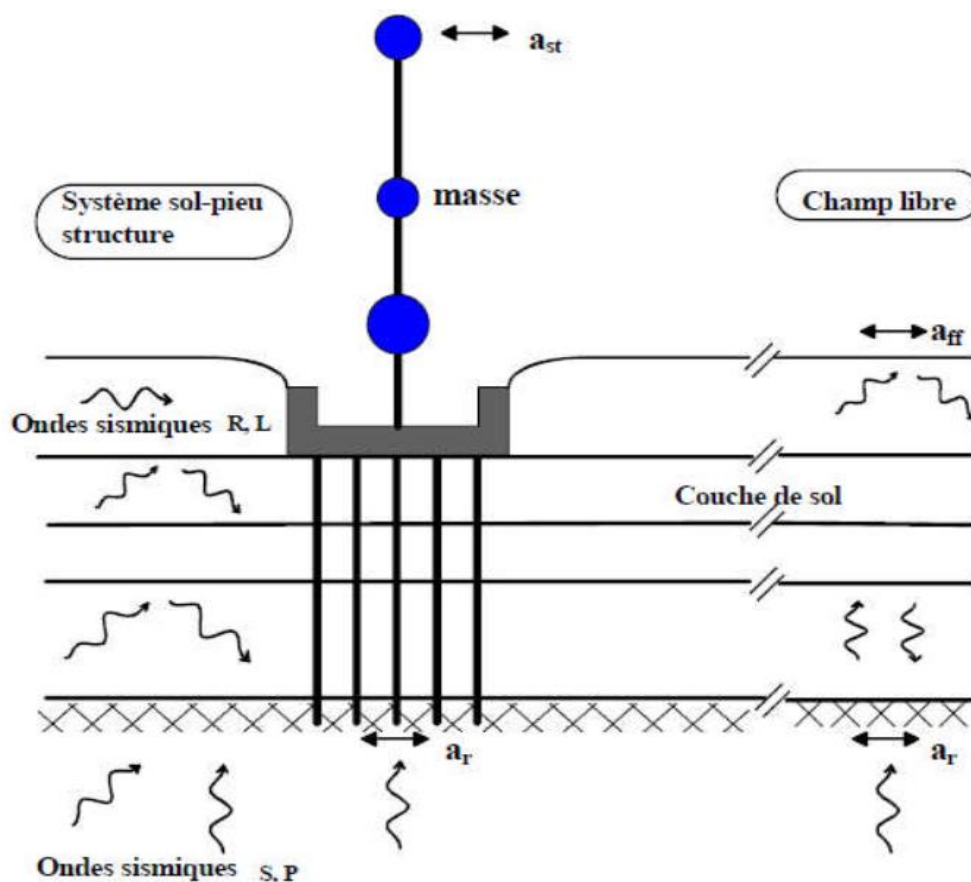


Figure. II.13: Schématisation de l'interaction sol-structure

Lors d'un séisme les charges appliquées sur une fondation proviennent des forces d'inertie se développant dans la superstructure et des déformations du sol, provoquées par le passage des ondes

sismiques et imposées à la fondation. Ces deux types de chargement sont nommés :

a) Interaction cinématique : elle résulte de différence de raideur pour la partie en terre, entre le sol et la structure Important pour la structure raider enterrées dans un sol mou [15].

Négligeable pour les fondations superficielles avec des ondes à propagation verticale

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

II.7. CONCLUSION:

Le but de la protection parasismique est la réalisation d'ouvrages capables de résister aux effets sismiques destructeurs. Un séisme n'est dangereux pour les vies humaines qu'au travers de ces effets sur les structures. En fait, la majorité des pertes matérielles ou économiques n'est autre que le résultat direct ou indirect des dommages imposés aux constructions et à leur contenu.

Le choix d'un bon site de sol adéquat avec des fondations adaptées, tout en respectant les mesures de prévention imposées et celles recommandées, permettra de limiter les dommages en cas de secousse.

L'application consciente des règlements parasismiques en vigueur et le respect des dispositions constructives et des principes de conception sont indispensables. En outre, la réalisation des projets de construction en zones sismiques doit être conduite par un personnel formé et qualifié. En effet, la formation et la sensibilisation l'ingénieur civil et l'architecte sur la conception et la construction parasismique et l'assurance de la bonne coordination entre les concepteurs ingénieurs et réalisateurs entrepreneurs sont d'une priorité majeure.

Le génie parasismique est en évolution permanente et les règles sont également en amélioration continue.

Chapitre III

**Simulation numérique de l'interaction dynamique
sol-structure**

III.1. Introduction :

Pour étudier l'effet de l'interaction dynamique sol structure sur le comportement des structures.

On a choisi un cas simple d'une structure d'un Minaret d'une mosquée de hauteur $H=18.40\text{m}$ et de dimension en plan $3.50 \times 3.50 \text{ m}^2$, le système de structure est auto stable et pour tenir compte de ISS on choisit sept modèles du système de fondations.

On fait la modélisation avec le logiciel PLAXIS 3D V21, dans cette version on peut tenir compte de l'interaction sol-structure (ISS), car il y a la possibilité de modéliser le sol ou il est implanté l'ouvrage, la modélisation se fait en 3D .

La modélisation de la structure avec le logiciel PLAXIS 3D se fait selon deux cas , le premier cas on ne tient pas compte de l'interaction sol-structure (ISS), dans ce cas il y a quatre modèles : semelles encastrés, semelles avec ressorts, radier avec ressort, radier encastré ,dans le deuxième cas et pour tenir compte de l'interaction sol-structure (ISS) on va modéliser le sol dans le même modèle avec la structure, dans ce cas on va choisir trois modèles :semelles dans un massif de sol, radier dans un massif de sol, et sol sans structure, et dans tous les cas la structure est implanté à la surface du sol sans ancrage.

Pour modéliser l'effet dynamique on utilise le spectre de réponse pour une zone de faible sismicité la zone 1 et pour le sol on choisit un sol meuble (S3), et on pour étudier un cas d'un séisme real on utilise l'histogramme du séisme de Boumerdes 2003, selon le règlement parasismique Algérien RPA.

Dans l'analyse on va faire la comparaison des résultats des différents cas au niveau l'effort normale, l'effort tranchant, le moment et la flèche pour chaque noeud suivant la hauteur et on va prendre comme modèle de référence le modèle semelles encastrées.

III.2. Présentation du logiciel PLAXIS 3D:

PLAXIS est un programme basé sur la méthode de calcul des éléments finis en deux ou trois dimensions spécialement conçues pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations peuvent être représentées par un modèle plan. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier.

PLAXIS 3D est un programme basé sur la méthode de calcul des éléments finis tridimensionnel spécialement conçues pour l'analyse de la déformation et de la stabilité pour divers types d'applications géotechniques. Le programme utilise une interface d'utilisateur graphique pratique qui permet aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis. Les utilisateurs doivent être familiers avec l'environnement Windows et avoir de préférence une certaine expérience de PLAXIS 2D.

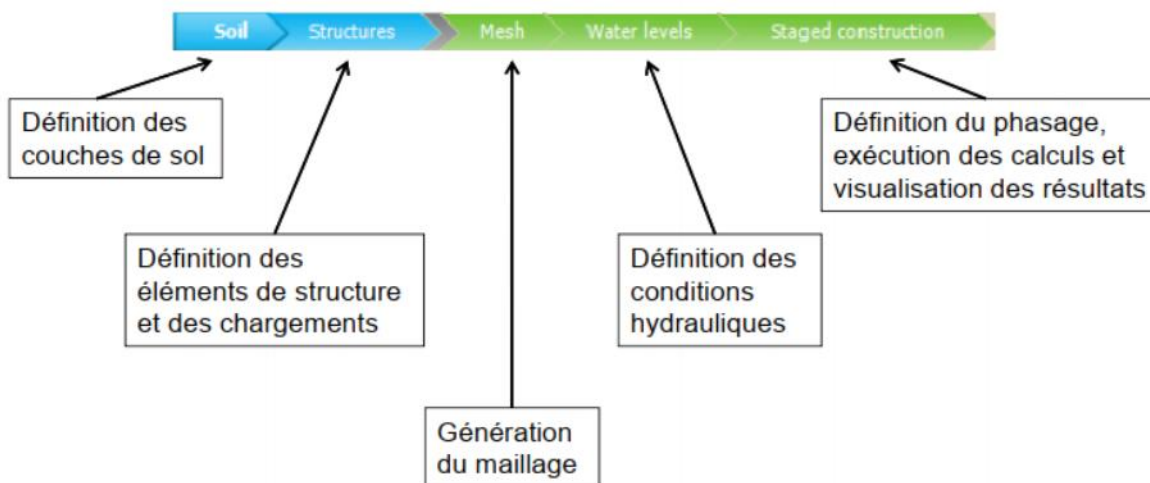


Figure III-1. Présentation Plaxis 3D

Les points forts de Plaxis 3D :

- La convivialité de l'interface pour la saisie des données et pour l'interprétation des résultats.
- Générateur automatique de maillage.
- Jeu complet de lois de comportement de sol et la possibilité de définir ses propres lois, de comportement.
- Couplage avec les calculs d'écoulement et de consolidation.
- Prise en compte des éléments de structure et de l'interaction sol-structure.
- Calculs du coefficient de sécurité.

2.1. Les sous-programmes de PLAXIS 3D :

Le programme d'entrée « **PLAXIS Input** » est un préprocesseur, utilisé pour définir la géométrie du problème, pour créer le maillage d'éléments finis et pour définir les phases de calcul le programme de sortie « **PLAXIS Output** » est un post-processeur, utilisé pour inspecter les résultats des calculs

dans une vue tridimensionnelle ou en coupe, et pour tracer des graphiques des points géométriques sélectionnés.

2.2. Modèles de comportement utilisés dans le PLAXIS :

PLAXIS est doté des modèles de comportement de sols depuis le modèle de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique et parmi lesquels on cite: -Modèle élastique linéaire.

-Modèle de Mohr-Coulomb(MC).

-Modèle de sol avec écrouissage (HardeningSoilModel-HSM).

-Modèle pour les roches fracturées (jointed rockmodel).

-Modèle pour sols mous (SofSoilModel-SSM). -Modèle pour sols mous avec effet du temps (Sof soit Creep Model-SSCM).

2.2.1. Modèle élastique linéaire :

Le modèle élastique utilisé dans Plaxis est classique, il représente la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope. Il comporte deux paramètres de rigidité élastique, le module de Young, et le coefficient de Poisson Ce modèle est très limité pour simuler le comportement d'un sol. Il est utilisé principalement pour des structures rigides massives placées dans le sol.

Il est utilisé principalement pour des structures rigides massives placées dans le sol (par exemple) le cas du parement en bloc en béton). Le modèle élastique linéaire utilisé dans PLAXIS est classique.

Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de Poisson .

L'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ($G_u = G'$), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module d'Young non drainé est supérieur au module d'Young drainé. Il aurait pu sembler logique, si G est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser K comme second paramètre. D'une part K_u est infini (correspondant à $U = 0,5$) et il est moins courant d'emploi. G est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques

La relation entre le module d'Young E et les autres modules sont données par les équations :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad K = \frac{E}{3(1+\nu)} \quad E_{oed} = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Le modèle élastique linéaire de PLAXIS peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures en béton ou métal en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches.

2.2.2. Modèle de mohr-coulomb:

Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. Il comporte six paramètres : le module de Young, le coefficient de Poisson, la cohésion, l'angle de frottement, l'angle de dilatance, et le facteur de réduction de l'interaction.

Le module de Young :

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il paraît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait au G_{max} mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des 45 essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module « moyen », par exemple celui correspondant à un niveau de 50% du déviateur de rupture

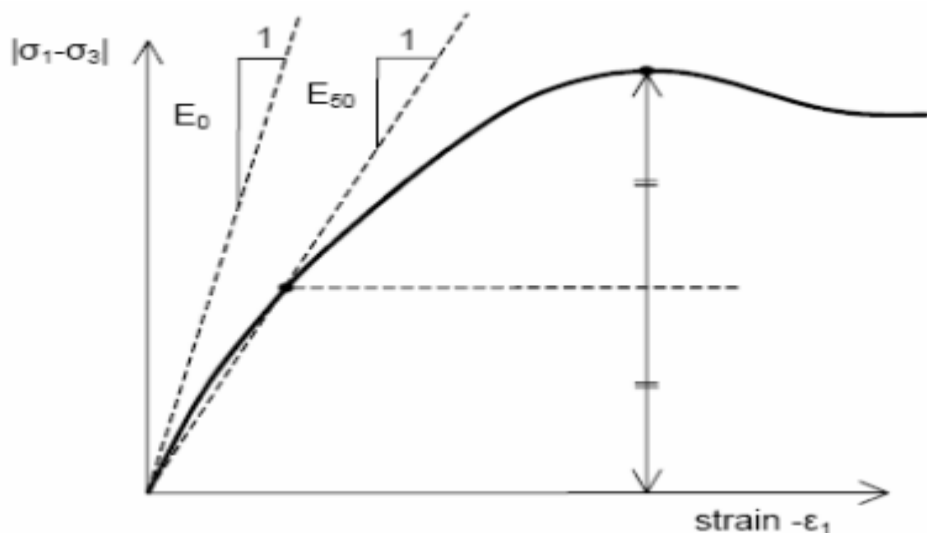


Figure III-2. Définition du module à 50% de la rupture

L'utilisateur doit rester conscient de l'importance du choix du module qu'il prendra en compte. Il n'y a là rien d'étonnant et la même question se retrouve par exemple dans tout calcul classique de fondation, par exemple. Dans les boîtes de dialogues, on peut aussi rentrer un gradient donnant la variation du module avec la profondeur.

Le coefficient de poisson :

Il est conseillé d'utiliser une valeur de 0.2 à 0.4 pour le coefficient de poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure k0 ou chargement gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de poisson s'approche de 0.5 sans cette valeur soit utilisable.

La cohésion :

La cohésion a la dimension d'une contrainte. PLAXIS peut manipuler des sables sans cohésion ($c=0$), mais certaines options ne fonctionneront pas bien. Pour éviter les complications, il est conseillé aux utilisateurs peu expérimentés d'entrer au moins une valeur faible (prendre $c > 0.2\text{kPa}$). PLAXIS propose une option spéciale pour les couches dans lesquelles la cohésion croît avec la profondeur

L'angle de frottement :

Plaxis ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne.

L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement « de pic » soit l'angle de frottement de palier. O attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs à 45° peuvent considérablement allonger les temps de calculs. Il peut être avisé de commencer des calculs avec les valeurs raisonnables d'angle de frottement φ (à volume constant, aupalier).

Angle de dilatance :

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

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

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

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

Le facteur de réduction de l'interaction (Rinter) :

L'interaction entre sol et structure est dite rigide si le sol a les mêmes propriétés de la structure et il est non rigide pour le cas différent. On parle ici du facteur réducteur de l'interaction sol-structure noté Rinter. Il peut être donné par les deux formules suivantes:

$$C_{inter} = R_{inter} \times C_{sol}$$

$$\tan(\varphi)_{inter} = R_{inter} \times \tan(\varphi)_{sol}$$

Comme les ingénieurs géotechniciens sont habitués à utiliser ces cinq paramètres, et qu'ils disposent rarement d'autres données. Le modèle à critère de rupture de Mohr-Coulomb, est le plus couramment utilisé en mécanique des sols.

Le modèle de Mohr-Coulomb est un modèle élastique-parfaitement plastique (sans écrouissage).

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

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

Où σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, c et φ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau (Figure III-3).

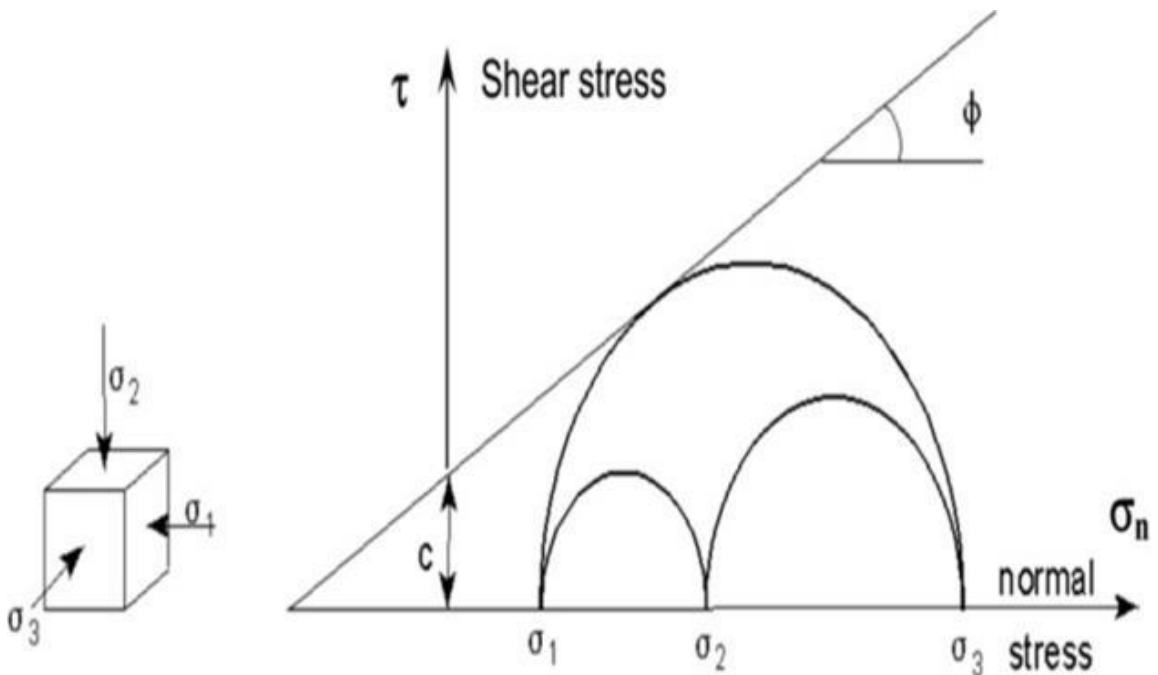


Figure III.3: Cercles de contrainte à la rupture ; l'un d'entre eux touche l'enveloppe de Coulomb.

2.3 Déroulement du logiciel :

Le Plaxis est un programme d'éléments finis, qui compose de deux sous programmes : (Input, Output).

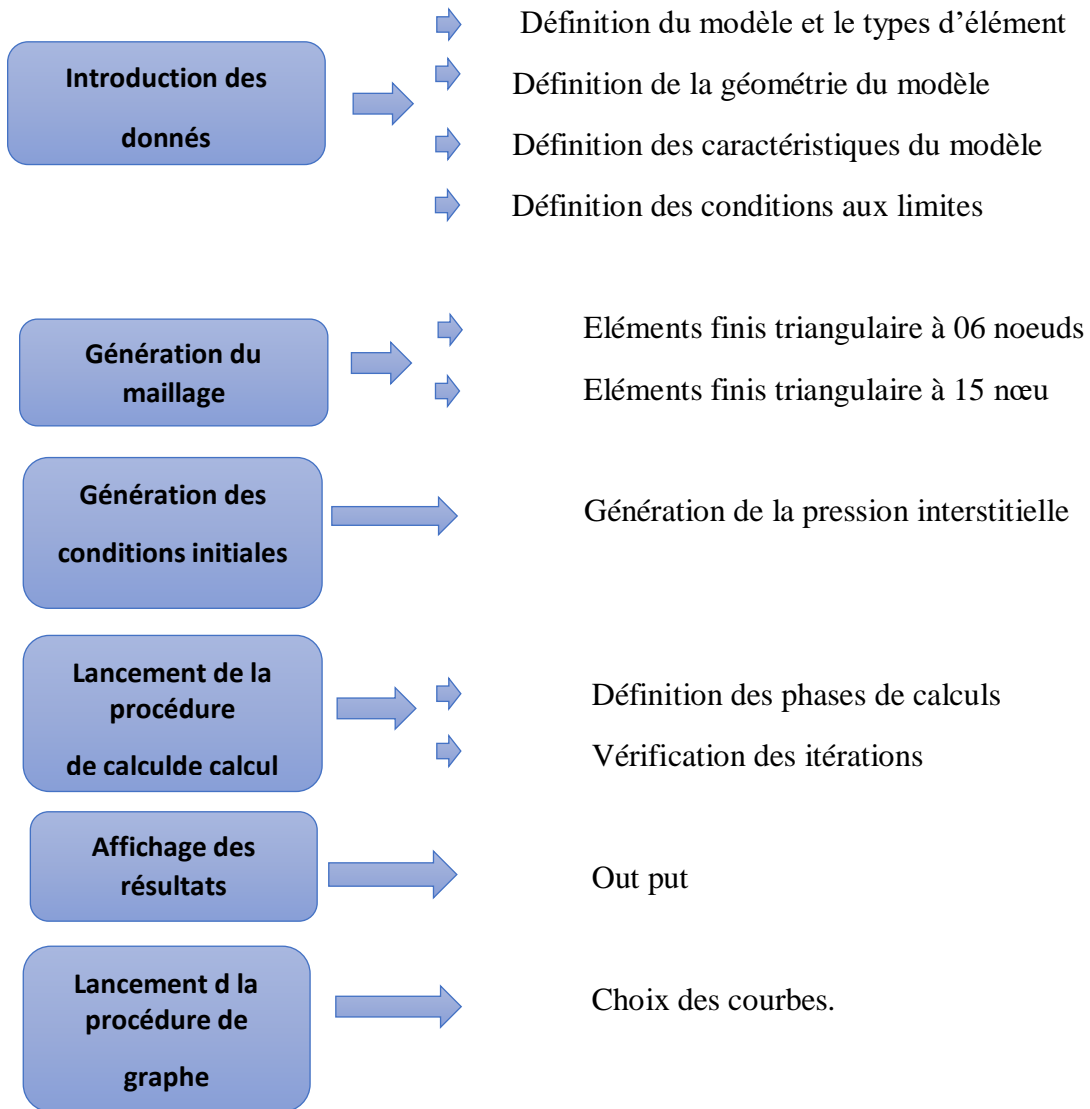


Figure III .4 : Déroulement du logiciel plaxis

III.3. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE:

Le présent projet consiste à étudier la Minaret d'une mosquée. Voir(Figure III.5)

La mosquée est implantée dans une zone de faible sismicité.

Les dimensions en plan sont :

- ❖ Bloc N°01 [R+0] ----- 31.50 x 3.00 . La hauteur est de 3.70 m .
- ❖ Bloc N°02 [R+1] ----- 31.50 x 31.50 séparé par un joint chaque. La hauteur est de 6.90 m .
- ❖ Les murs extérieurs seront en double parois 15/5/10= 30 cm d'épaisseur.
- ❖ Les cloisons seront en maçonnerie de parpaing dont l'épaisseur varie de 10 cm au 15 cm .
- ❖ Un Minaret de [R+7] ----- 3.50 x 3.50 La hauteur est de 18.40 m .
- ❖ Les murs extérieurs seront en double parois 15/5/10= 30 cm d'épaisseur.
- ❖ Les cloisons seront en maçonnerie de parpaing dont l'épaisseur varie de 10 cm au 15 cm .

3.1. CHARGES

3.1.1. Charges permanentes et exploitations :

Le calcul des charges permanentes et charges d'exploitation est conforme au DTR BC2-2.

➤ Charge permanente G:

- Terrasse : $G=7.0 \text{ kN/m}^2$
- Etage : $G=5.58 \text{ kN/m}^2$
- Acrotère : $G=1.75 \text{ kN /ml}$
- Palier d'escalier : $G=5.35 \text{ kN /m}^2$
- Volée (paillasse) : $G=9.18 \text{ kN/m}^2$

➤ Surcharges d'exploitation :

- Terrasse inaccessible $Q=1.0 \text{ kN/m}^2$
- Etage courant $Q=2.5 \text{ kN/m}^2$.
- Acrotère : $Q=1.0 \text{ kN/ m}$.
- Palier d'escalier $Q=2.5 \text{ kN/ m}^2$.
- Volée (paillasse) : $Q=2.5 \text{ kN/m}^2$

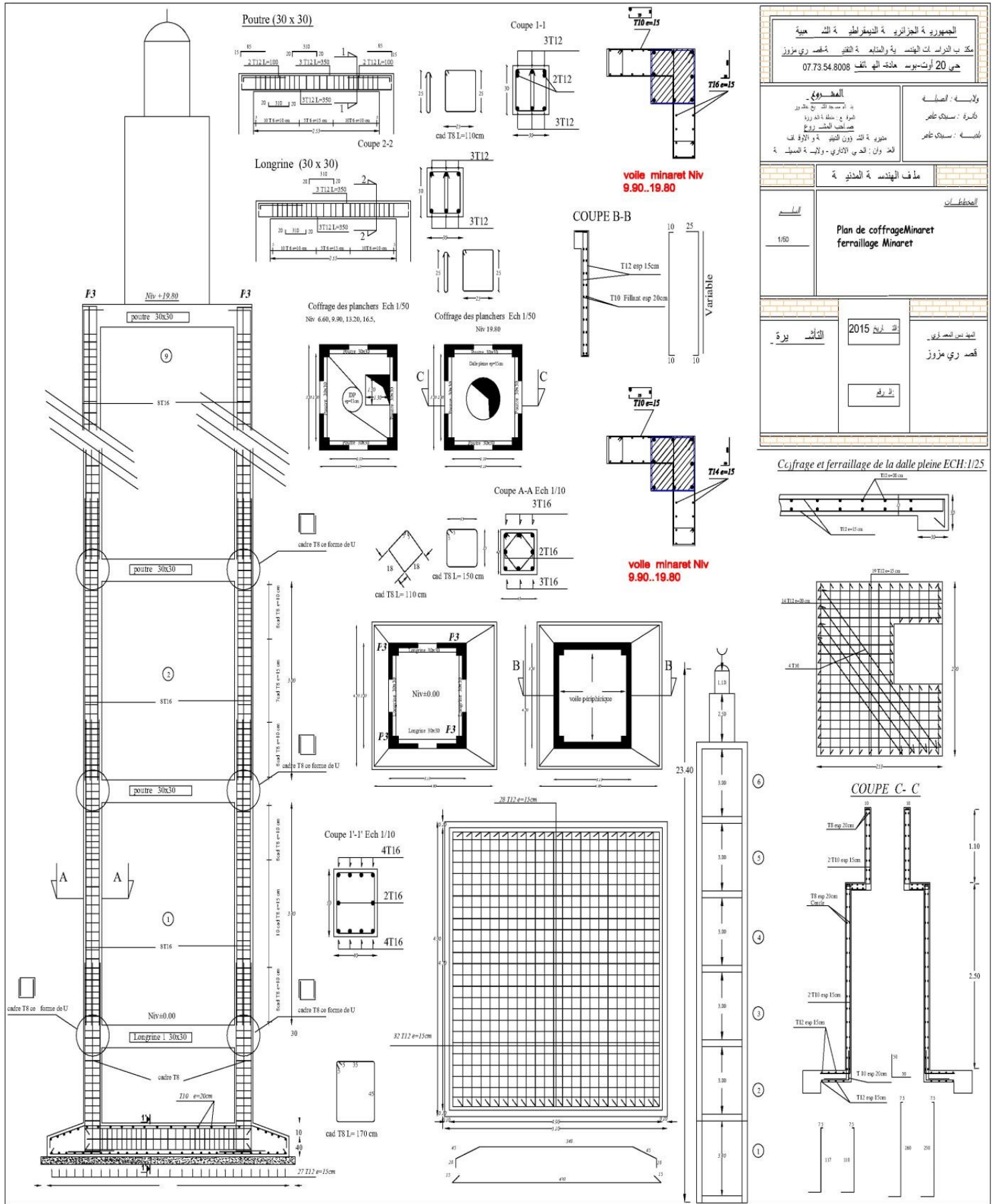


Figure III.5 : Vue en plan du Minaret.

III.4. Séisme :

4.1. Classification : La mosquée est implantée dans un premier lieu à une zone de forte séismicité Z1 puis dans une zone de faible séismicité Z3.

4.1.1. Ouvrages selon leur importance : L'ouvrage est destiné à recevoir un nombre important de personnes en même temps. L'ouvrage est donc classé dans le Groupe 1B.

4.1.2. Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on va choisir deux types de sols rocheux catégorie S1 et meuble de catégorie S3.

4.1.3. Ouvrages selon leur configuration :

- Système de contreventement : catégorie de structure.
- Type de contreventement.

Portiques auto stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide : C'est une ossature constituée uniquement de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales.

La structure de l'ouvrage est classée selon sa configuration en plan et en élévation. Le bâtiment à une configuration symétrique vis à vis les deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celles des masses.

4.1.4. Méthode de calcul : -dynamique :

- Méthode dynamique modale spectrale : La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

4.1.5. Action de calcul : Dynamique :

- **Spectre de réponse de calcul :** Le RPA99/version 2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

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

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$$

R: coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité.

Les données sismiques pour tous les calculs sont récapitulées dans le tableau 3.1, et la fonction du spectre de réponse et illustrée dans la Figure 3.2.

Tableau .1 : Données sismiques.

RPA 99 version 2003				
Cas :	A	B	C	D
Lieu (exemples) :	Sidi Ameur	Msila	Beni Amrane,	Boumerdès
Zone sismique :	I	Ila	Ilb	III
Coeff. d'accélération A	0.10	0.15	0.20	0.25
Site :	S3 (C)			
Facteur de qualité :	1			
Groupe d'usage :	2 (II)			
Matériau constitutif :	Portiques : Béton armé (léger)			
Système de contreventement :	Port. autostab. avec rempl. maçon. rigide (R=3.5)			
Facteur de qualité :	1.00			
S1 (A) - site rocheux ($V_s > 800$ m/s)				
S2 (B) - site ferme (400 m/s $< V_s < 800$ m/s)				
S3 (C) - site meuble (200 m/s $< V_s < 400$ m/s) (EC8)				
S4 (D) - site très meuble ($V_s < 200$ m/s)				
Groupe d'usage (Importance class)				
1A (IV)	Ouvrages d'importance vitale			
1B (III)	Ouvrages de grande importance			
2 (II)	Ouvrages courants ou d'importance moyenne			
3 (I)	Ouvrages de faible importance			

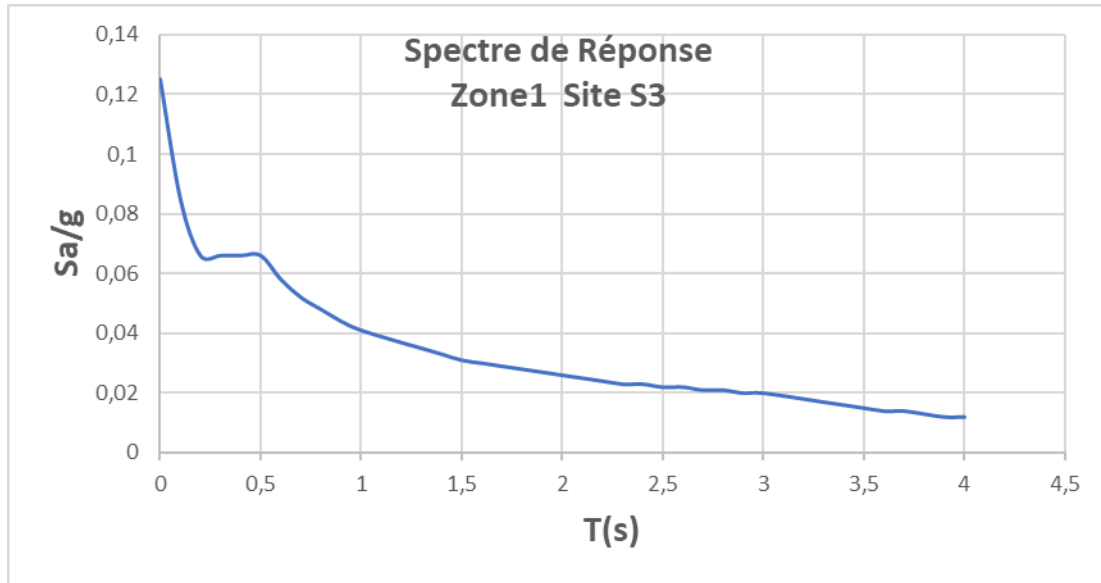


Figure. III. 6.. Fonction spectrale S_a/g .

- **Accélérogrammes :** On utilise Accélérogrammes mesurés en 2003 sur le site de Keddara à Boumerdès (directions : EO/Est-Ouest, NS/Nord-Sud, V-verticale) voir figures 3. 3..3.5

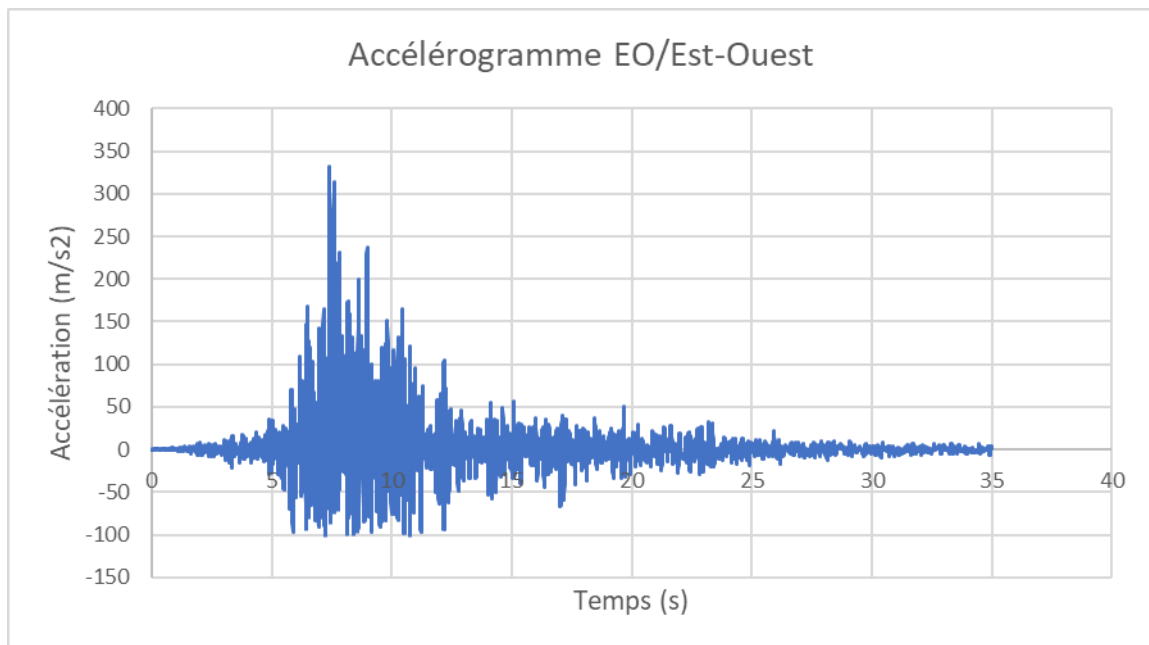


Figure. III .7: Accélérogramme EO Boumerdès 2003.

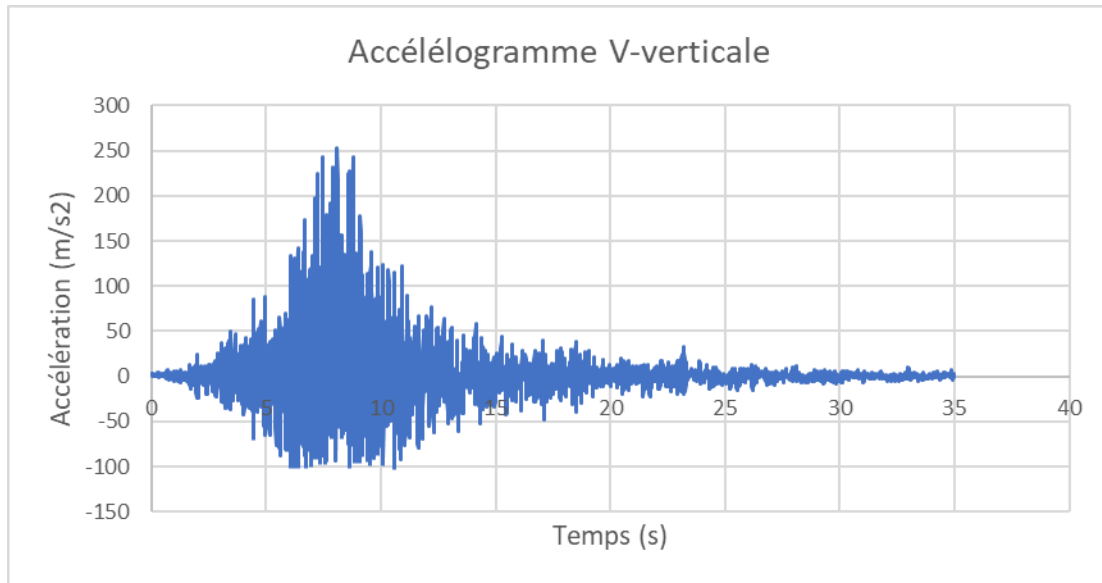


Figure. III.8: Accélérogramme V Boumerdès 2003.

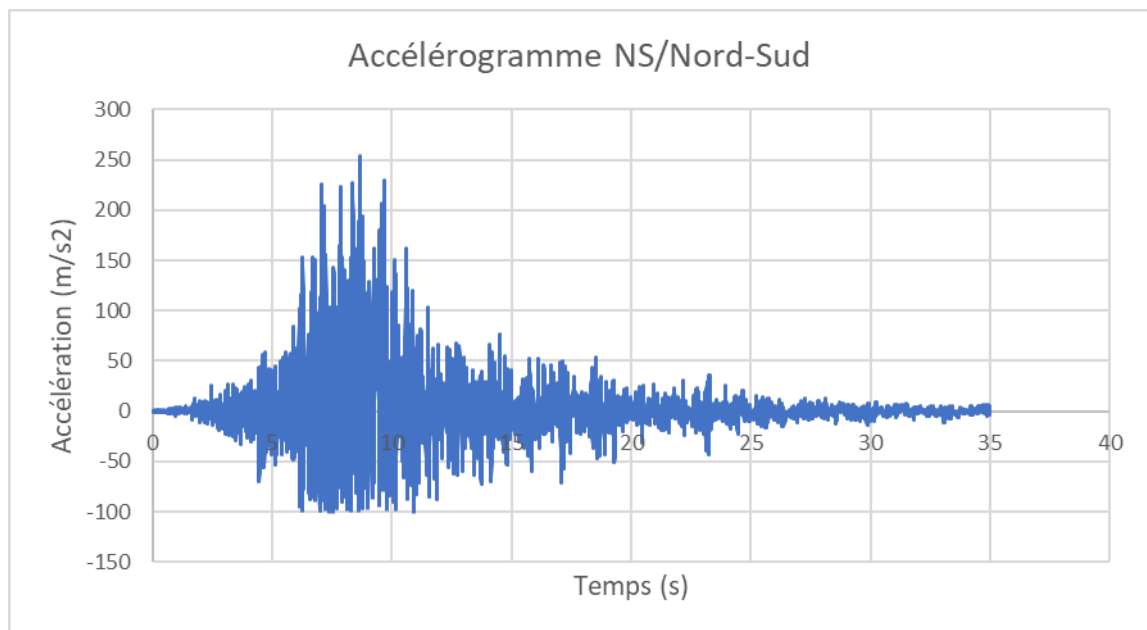


Figure. III .9: Accélérogramme NS Boumerdès 2003.

4.1.6. Nombre de mode à considérer:

Le nombre de modes de vibration (K) à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être

$$\text{tel que : } K \geq 3 \sqrt{N}$$

N : nombre de niveaux au-dessus du sol

Rq : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure, cette condition donne : **N= 8 modes** pour le minaret (H=18.40m)

Tableau.2: Combinaison d'action.

	G	Q	E
Ultime	1.35	1.5	0
Service	1	1	0
Séisme	0	0	1

4.2.Modèles fondation encastrée (Pas d'ISS) :

Dans ce cas on va présenter deux modèles : le premier modèle la structure est encastrée par des semelles isolées à la base et les mouvements sont bloqués dans toutes les directions et on va prendre ce modèle comme modèle de référence, voir Figure III.10, dans ce cas la fondation et l'ouvrage sont solidaire au sol, aucune interaction de l'ouvrage avec le sol ou les fondations n'est introduite, dans le deuxième modèle la structure est implantée dans un massif soit par un radier général, (voir Figure III.11), soit par des semelles isolées, (voir Figure III.15).

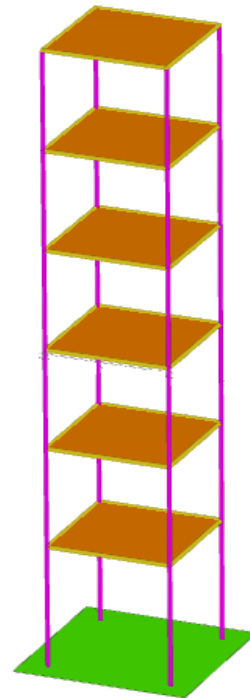
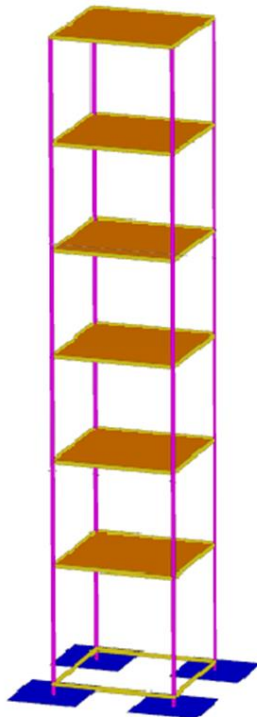


Figure. III.10: Model semelles isolées encastrées. Figure. III.11: Model radier

4.1.7. Massif de sol (ISS- modèle de propagation des ondes élastiques) :

Dans ce cas on va essayer de représenter un cas real avec la modélisation du massif de sol dans le même modèle avec la structure, on a choisi pour ce cas trois modèles : semelle encastrée (modèle de référence), (voir Figure III.14) semelles isolées fondé sur massif (voir Figure III.15) et un radier général fondé sur massif (voir Figure III.16), et dans tous les cas nous avons deux types de sols, rocheux de type S1 un sol meuble de type (S3).

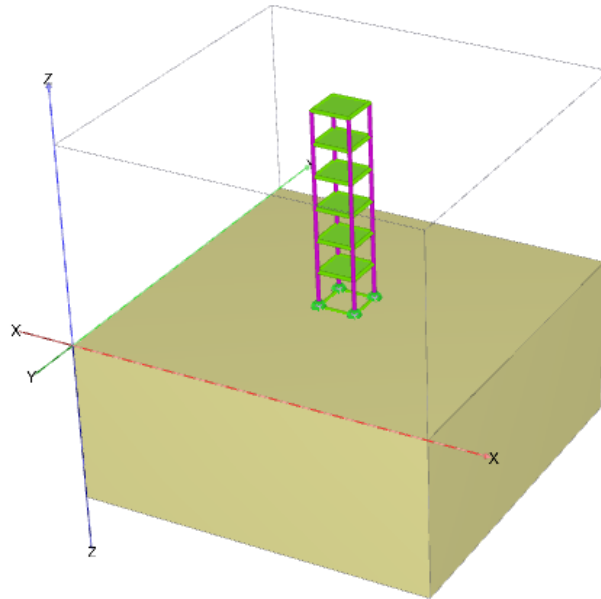


Figure. III.14: Model semelle encastrée

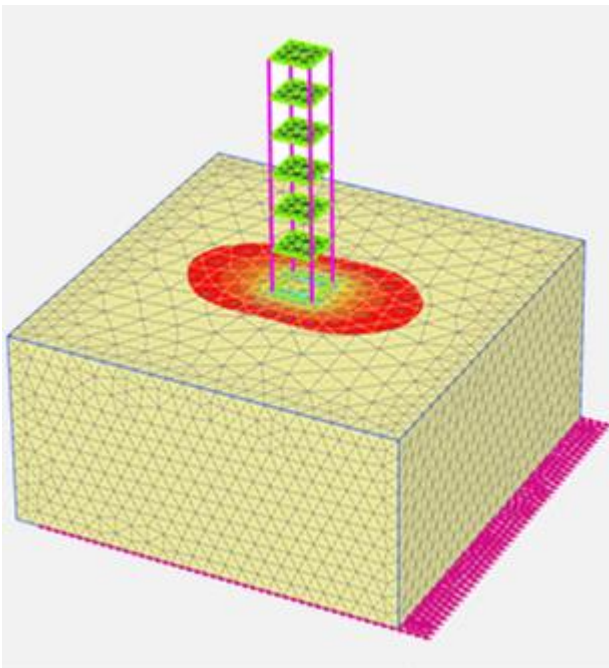


Figure.III.15 : Model semelles isolées fondé sur massif.

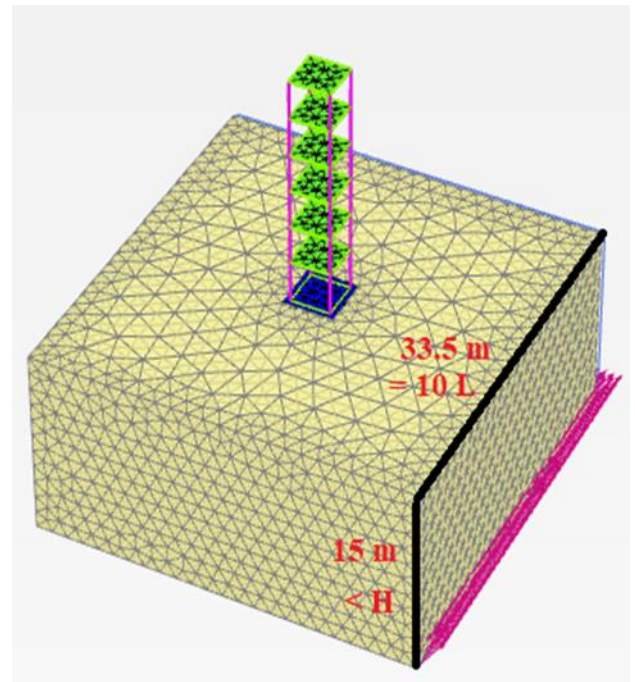


Figure.III.16 : Model radier fondées sur massif

III.5. Interprétation des résultats :

Pour interpréter les résultats on a fait la comparaison sur la base des diagrammes suivants :

- Effort normal N, moment fléchissant M et effort tranchant T déterminés aux différents étages.
- Flèche (inclinaison du portique) déterminée dans les nœuds au niveau de chaque étage.

On va admettre comme modèle de référence le modèle avec semelles encastées, et la comparaison sera faite au niveau des nœuds en fonction de la hauteur de l'immeuble, et puisque la structure est symétrique donc on va prendre seulement un seul côté de la structure.

Sol rocheux S1 :

5.1. Comparaison de l'effort normal N

Après avoir obtenu les résultats du tableau 3 et 4 on trouve dans le cas du spectre de réponse Z3 que la distribution de l'effort normal par rapport aux différents niveaux est presque similaire pour les trois modèles et la différence ne dépasse pas le 11% au niveau du 2^{ème} étage ou H= 6.40 m, dans le cas du Z1 la différence atteint le 27% pour la semelle massif et 20% pour le radier massif et pour le même niveau.

Tableau.3 : Effort Normal N(kN) zone 1 spectre de réponse

RPAZ1S1	H	Rad_Mass	Sem_Mass	Semelle_encast
	0	222,85	229,55	220,53
	3,4	195,26	200,95	186,59
	6,4	157,94	162,23	146,35
	9,4	119,98	122,79	112,56
	12,4	82,85	84,42	78,74
	15,4	46,71	47,38	44,93
	18,4	23,13	23,46	22,27

Tableau.4 : Effort Normal N(kN) zone 3 spectre de réponse

RPAZ3S1	H	Rad_Mass	Sem_Mass	Semelle_encast
	0	250,86	267,43	245,03
	3,4	219,48	233,67	197,87
	6,4	175,51	186,14	146,49
	9,4	131,24	138,22	112,69
	12,4	89,07	92,96	78,80
	15,4	49,38	51,05	44,95
	18,4	24,43	25,23	22,28

D'après la Tableau.5, pour le cas du Accélérogramme Boumerdes la différence est très remarquable au niveau 1^{ère} étage et 2^{ème} étage et la valeur de l'effort normal à la base de la structure dans le modèle de référence dépasse 04 fois ceux des modèles (Sem_Massif et Rad_Massif), et cette différence diminue avec la hauteur jusqu' à 0.85 fois au niveau de la hauteur H=18.4 m

Tableau.5 Effort Normal N Max accélérogramme

Boumerdes_S1	H	Rad_Mass	Sem_Mass	Semelle_encast
	0	253,00	285,88	1184,23
	3,4	221,00	249,48	741,15
	6,4	177,00	197,27	269,63
	9,4	132,00	145,14	135,52
	12,4	89,80	96,72	82,79
	15,4	49,80	52,72	45,34
	18,4	24,60	25,99	22,30

5.2. Comparaison de l'effort tranchant T

On remarque d'après la Tableau.6 et 7 dans le cas du spectre de réponse que la distribution de l'effort tranchant pour la zone une Z1, la différence au niveau du 1^{ère} étage et 2^{ème} étage ou les valeurs dans les modèles Sem_Mass et Rad_Mass est moins important que ceux du modèle de référence, par contre dans le cas de la zone trois Z3, il y a une grande différence dans tous les niveaux, est la grande valeur (T= 245.03 kN) se trouve au niveau +0.00.

Tableau.6 : Effort Tranchant T

RPAZIS1	H	Rad_Mass	Sem_Mass	Semelle_encast
	0	1,33	0,25	1,23
	3,4	2,42	2,14	18,18
	6,4	3,12	3,31	17,58
	9,4	2,94	2,98	3,54
	12,4	2,80	2,86	3,45
	15,4	3,37	3,40	3,27
	18,4	4,13	4,16	4,05

Tableau.7 : Effort Tranchant T

RPAZ3S1	H	Rad_Mass	Sem_Mass	Semelle_encast
	0	1,47	0,28	245,03
	3,4	2,69	2,47	197,87
	6,4	3,46	3,79	146,49
	9,4	3,21	3,35	112,69
	12,4	3,01	3,14	78,80
	15,4	3,51	3,59	44,95
	18,4	4,24	4,31	22,28

D'après la Tableau.8 on remarque dans le cas du Accélérogramme Boumèrdes que la distribution de la du tranchant T par rapport aux différents niveaux varie d'un modèle à l'autre, et les valeurs pour le modèle Sem_Mass sont négligeables et la valeur maximum se trouve à la base pour le modèle Semelle_encast ou T= 2340 kN et atteint presque 10 fois la valeur pour le cas du Sem_Mass.

Tableau.8 : Effort Tranchant T accélélogramme

Boumerdes_S1	H	Rad_Mass	Sem_Mass	Semelle_encast
	0	7,04	285,88	2340,73
	3,4	7,54	249,48	1942,98
	6,4	7,56	197,27	865,14
	9,4	6,75	145,14	98,01
	12,4	5,64	96,72	40,42
	15,4	5,09	52,72	7,06
	18,4	5,03	25,99	6,54

5.3. Comparaison du moment :

On remarque d'après la Tableau.9 et 10 dans le cas du spectre de réponse que la distribution des valeurs du moment M dans le du zone Z1 est similaire dans tous les modèles à partir de H=6.40 m, mais pour la hauteur $H < 6.4\text{m}$, les valeurs pour le modèle Semelle_encast est plus important et on voie que cette différence se double dans le cas du zone Z3.

Tableau.9 : Moment M spectre de réponse

RPAZ1S1	H	Rad_Mass	Sem_Mass	Semelle_encast
	0	0,00	1,93	231,17
	3,4	1,52	1,14	44,74
	6,4	2,37	2,53	43,01
	9,4	2,18	2,22	2,04
	12,4	2,26	2,31	2,86
	15,4	1,84	1,86	1,76
	18,4	7,25	7,30	7,14

Tableau.10 : Moment M spectre de réponse

RPAZ3S1	H	Rad_Mass	Sem_Mass	Semelle_encast
	0	0,00	3,09	579,98
	3,4	1,69	1,29	109,83
	6,4	2,63	2,91	107,30
	9,4	2,40	2,51	2,04
	12,4	2,44	2,55	3,93
	15,4	1,95	2,02	1,76
	18,4	7,42	7,52	7,14

D'après la Tableau.11 on remarque dans le cas du Accélérogramme Boumèrdes que la distribution du moment M par rapport aux différents niveaux, varie d'un modèle à l'autre et pour la hauteur $H < 6.4$ m les valeurs des modèles Sem_Mass et Rad_Mass sont négligeables par rapport a ceux du modèle de référence.

Tableau.11 : Moment M spectre de réponse

Boumerdes_S1	H	Rad_Mass	Sem_Mass	Semelle_encast
	0	15,40	35,67	18738,58
	3,4	6,78	11,24	1616,99
	6,4	7,36	13,00	1210,49
	9,4	5,96	10,49	70,00
	12,4	5,14	7,97	51,91
	15,4	4,00	5,60	3,46
	18,4	9,72	11,47	8,62

Sol Meuble S3 :**7.1. Comparaison de l'effort normal N :**

Après avoir obtenu les résultats du tableau 12 et 13 on trouve la même remarque que dans le cas du sol S1, dans le cas du spectre de réponse Z3 que la distribution de l'effort normal par rapport aux différents niveaux est presque similaire est la différence ne dépasse pas le 11% au niveau du 2^{ème} étage ou H= 6.40 m, dans le cas du Z1 la différence atteint le 27% pour la semelle massif et 20% pour le radier massif et pour le même niveau.

Tableau 12 : Effort Normal N(kN) zone 1 sol 3 spectre de réponse

RPAZIS3	H	Rad_Mass	Sem_Mass	Semelle_encast
	0	229,63	229,55	220,53
	3,4	201,18	200,95	186,59
	6,4	162,36	162,23	146,35
	9,4	122,89	122,79	112,56
	12,4	84,48	84,42	78,74
	15,4	47,41	47,38	44,93
	18,4	23,48	23,46	22,27

Tableau 13 : Effort Normal N(kN) zone3 spectre de réponse

RPAZ3S3	H	Rad_Mass	Sem_Mass	Semelle_encast
	0	267,48	267,43	245,03
	3,4	234,02	233,67	197,87
	6,4	186,34	186,14	146,49
	9,4	138,38	138,22	112,69
	12,4	93,07	92,96	78,80
	15,4	51,11	51,05	44,95
	18,4	25,27	25,23	22,28

D'après la Tableau.14, pour le cas du Accélérogramme Boumerdes on remarque que l'effort normal est similaire pour les modèles (Sem_Massif et Rad_Massif) mais la différence est très remarquable au niveau 1^{ère} étage et 2^{ème} étage et la valeur de l'effort normal à la base de la structure dans le modèle de référence dépasse 04 fois ceux des modèles (Sem_Massif et Rad_Massif), et cette différence diminue avec la hauteur jusqu' à 0.85 fois au niveau de la hauteur H=18.4 m

Tableau.14 Effort Normal N Max accélélogramme

Boumerdes_S3	H	Rad_Mass	Sem_Mass	Semelle_encast
	0	286,36	285,88	1184,23
	3,4	250,18	249,48	741,15
	6,4	197,92	197,27	269,63
	9,4	145,71	145,14	135,52
	12,4	97,16	96,72	82,79
	15,4	52,99	52,72	45,34
	18,4	26,17	25,99	22,30

7.2. Comparaison de l'effort tranchant T :

On remarque d'après la Tableau.15 et 16 dans le cas du spectre de réponse que la distribution de l'effort tranchant pour la zone une Z1, la différence au niveau du 1^{ère} étage et 2^{ème} étage ou les valeurs dans les modèles Sem_Mass et Rad_Mass est moins important que ceux du modèle de référence, par contre dans le cas de la zone trois Z3, il y a une grande différence dans tous les niveaux, est la grande valeur (T= 245.03 kN) est remarqué a la base au niveau +0.00.

Tableau.15 : Effort Tranchant T

RPAZIS3	H	Rad_Mass	Sem_Mass	Semelle_encast
	0	0,97	0,25	1,23
	3,4	2,36	2,14	18,18
	6,4	3,25	3,31	17,58
	9,4	3,01	2,98	3,54
	12,4	2,86	2,86	3,45
	15,4	3,41	3,40	3,27
	18,4	4,17	4,16	4,05

Tableau.16 : Effort Tranchant T

RPAZ3S3	H	Rad_Mass	Sem_Mass	Semelle_encast
	0	1,04	0,28	245,03
	3,4	2,68	2,47	197,87
	6,4	3,71	3,79	146,49
	9,4	3,38	3,35	112,69
	12,4	3,15	3,14	78,80
	15,4	3,61	3,59	44,95
	18,4	4,33	4,31	22,28

D'après la Tableau.17 on remarque dans le cas du Accélérogramme Boumèrdes que les valeurs du tranchant T pour le modèle Sem_Mass et Rad_Mass sont similaires est sont négligeables par rapport à ceux du modèle de référence pour la hauteur $H < 6.4$ m et à partir de $H = 15.4$ m on remarque les mêmes valeurs presque pour les trois modèles.

Tableau17 : Effort Tranchant T accélélogramme

Boumerdes_S3	H	Rad_Mass	Sem_Mass	Semelle_encast
	0	12,11	12,72	2340,73
	3,4	11,92	12,00	1942,98
	6,4	11,15	11,01	865,14
	9,4	9,69	9,72	98,01
	12,4	7,77	7,75	40,42
	15,4	6,37	6,34	7,06
	18,4	5,73	5,67	6,54

7.3. Comparaison du moment :

On remarque d'après la Tableau 18 et 19 dans le cas du spectre de réponse que la distribution des valeurs du moment M dans le du zone Z1 est similaire dans tous les modèles à partir de H=6.40 m, mais pour la hauteur H<6.4m, les valeurs pour le modèle Semelle_encast est plus important et on voie que cette différence se double dans le cas du zone Z3.

Tableau.18 : Moment M spectre de réponse

RPAZ1S3	H	Rad_Mass	Sem_Mass	Semelle_encast
	0	0,00	1,93	231,17
	3,4	1,41	1,14	44,74
	6,4	2,47	2,53	43,01
	9,4	2,23	2,22	2,04
	12,4	2,31	2,31	2,86
	15,4	1,87	1,86	1,76
	18,4	7,31	7,30	7,14

Tableau.19 : Moment M spectre de réponse

RPAZ3S3	H	Rad_Mass	Sem_Mass	Semelle_encast
	0	0,36	3,09	579,98
	3,4	1,59	1,29	109,83
	6,4	2,83	2,91	107,30
	9,4	2,53	2,51	2,04
	12,4	2,56	2,55	3,93
	15,4	2,03	2,02	1,76
	18,4	7,54	7,52	7,14

D'après la Tableau.20 on remarque dans le cas du Accélérogramme Boumerdes que la distribution du moment M par rapport aux différents niveaux, varie d'un modèle à l'autre et pour la hauteur H<6.4 m les valeurs des modèles Sem_Mass et Rad_Mass sont négligeables par rapport à ceux du modèle de référence. et à partir de H=15.4m on remarque les mêmes valeurs presque pour les trois modèles.

Tableau.20 : Moment M spectre de réponse

Boumerdes_S3	H	Rad_Mass	Sem_Mass	Semelle_encast
	0	29,28	35,67	18738,58
	3,4	11,07	11,24	1616,99
	6,4	12,48	13,00	1210,49
	9,4	10,20	10,49	70,00
	12,4	7,80	7,97	51,91
	15,4	5,61	5,60	3,46
	18,4	11,55	11,47	8,62

III.6. Calcul de la flèche :

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek} \text{ (RPA 99V 2003 art 4.4.3)}$$

δ_{ek} : déplacement du aux forces sismique Fi (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement

Pour la flèche ou bien déplacement horizontal relatif du dernier niveau, on remarque, pour le cas du spectre de réponse Z1, pour le sol S1, que sa valeur varie entre $\delta k = 0.10$ m pour le modèle Mod_Réf, $\delta k = 0.001$ m pour le modèle Rad_Massif, pour le modèle Sem_massif on trouve $\delta k = 0.012$ m, pour le cas du sol S3 on remarque que les valeurs pour les modèles Rad_Massif et Sem_massif sont presque confondues $\delta k = 0.0125$ m pour le modèle Sem_massif, et $\delta k = 0.0121$ m pour le modèle Rad_Massif

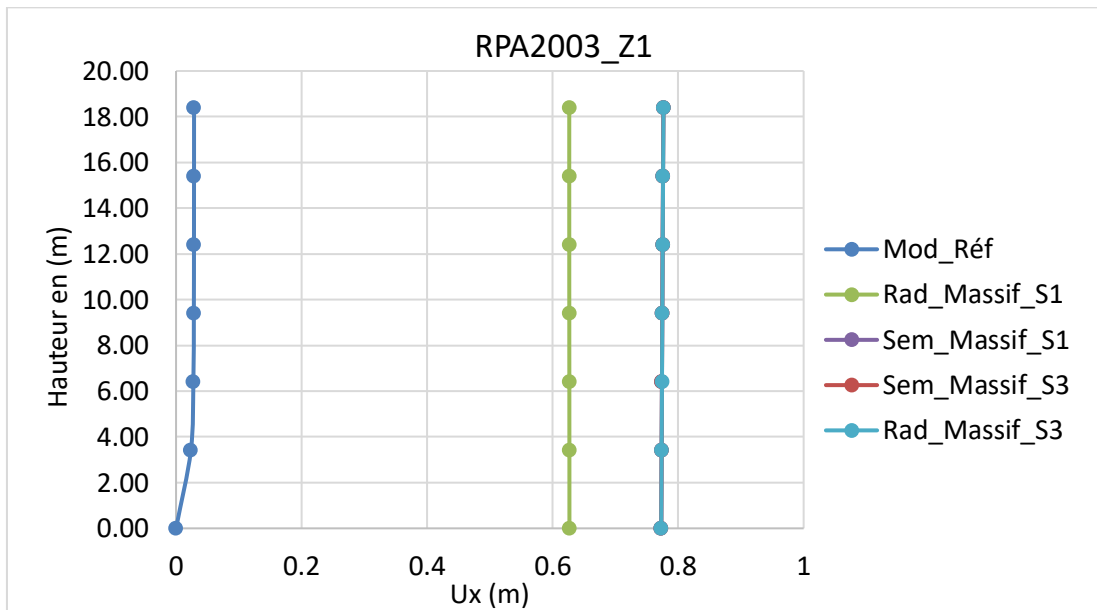


Figure III.20: La flèche U_x spectre de réponse

Pour le cas du spectre de réponse Z3, pour le sol S1, que sa valeur varie entre $\delta k = 0.25$ m pour le modèle Mod_Réf, $\delta k = 0.0024$ m pour le modèle Rad_Massif, pour le modèle Sem_massif on trouve $\delta k = 0.029$ m, pour le cas du sol S3 $\delta k = 0.0294$ m pour le modèle Sem_massif, et $\delta k = 0.0314$ m pour le modèle Rad_Massif.

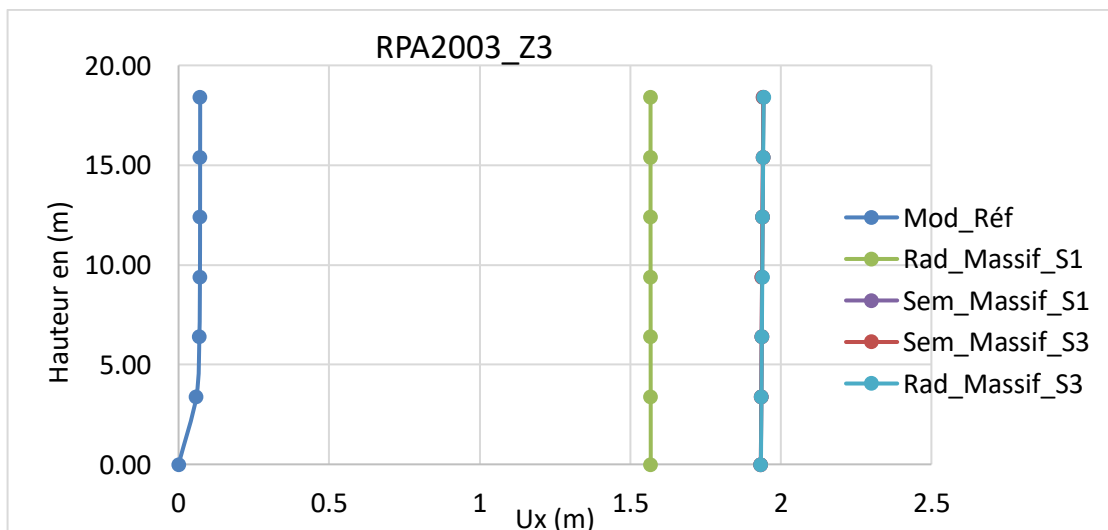


Figure III.20: La flèche U_x spectre de réponse

Pour le cas Accélérogramme Boumerdes, pour le sol S1, valeur du déplacement varie entre $\delta k = 0.23$ m pour le modèle Mod_Réf, et $\delta k = 0.175$ m pour le modèle Rad_Massif, pour le modèle Sem_massif on trouve $\delta k = 0.018$ m, dans le cas du sol S3 $\delta k = 0.018$ m pour le modèle Sem_massif, et $\delta k = 0.019$ m pour le modèle Rad_Massif.

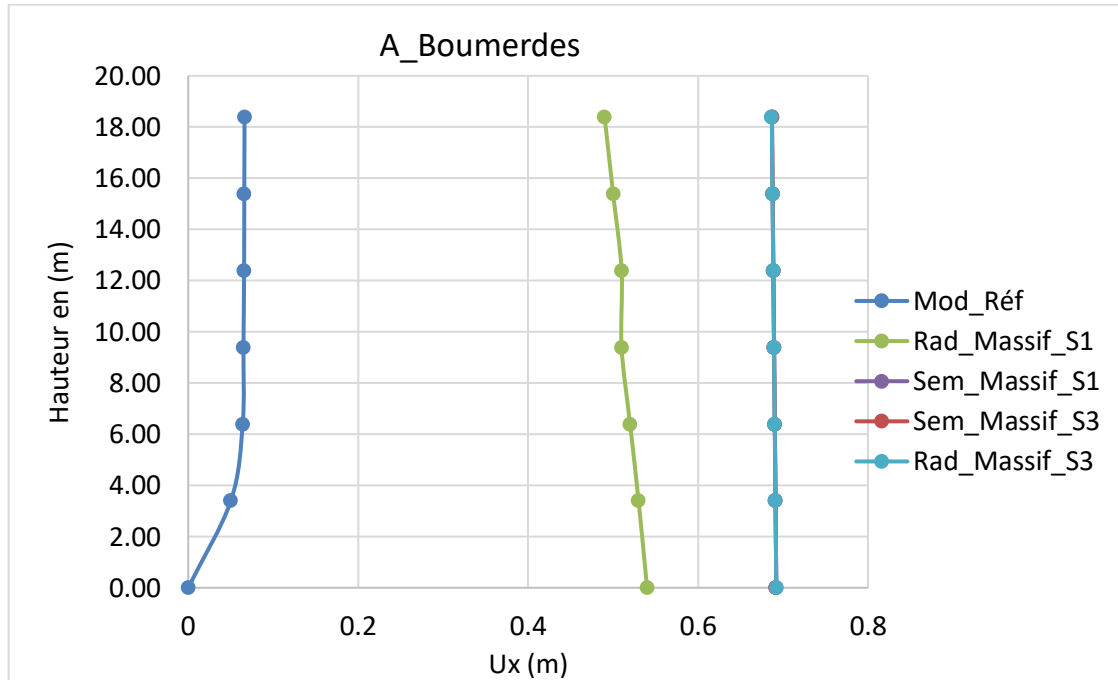


Figure. III 23 : La flèche Ux Accélérogramme

Conclusion générale

Les observations post-sismiques sur les désordres du bâti révèlent la complexité des interactions de la structure avec le sol, dans cette étude on a essayé de visualiser l'effet de cette interaction sur le comportement dynamique des structures, par la modélisation d'une structure simple en portique auto-stable d'un Minaret de hauteur 18.4 m et de largeur 3.5 m, pour le torseur de chargement sismique on choisit une zone sismique de faible sismicité (Z1) et une zone de forte sismicité (Z3) ou on utilise le spectre de réponse de l'RPA version 2003, dans un deuxième lieu on choisit Accélérogrammes mesurés en 2003 sur le site de Keddara à Boumerdes.

Pour les sols de fondation on a choisi deux catégories, sol meuble de type S3 et sol rocheux de type S1, et la fondation est choisie selon deux modes : sans tenir compte de l'interaction sol-structure (ISS) et avec interaction sol-structure

La comparaison des résultats de modélisation dynamique de la structure avec le logiciel PLAXIS 3D, est faite au niveau des sollicitations, l'effort normale N, l'effort tranchant T, et le moment M et au niveau de la flèche ou déplacement horizontal des nœuds de chaque étage en fonction de la hauteur de l'immeuble.

Pour l'effort normal N on remarque que l'allure de l'effort est presque le même pour les deux catégories de sol et pour tous les modèles dans le cas de charge sismique spectre de réponse, pour le cas de charge sismique Accélérogramme Boumerdes on remarque que les valeurs du modèle de référence sont très élevées et la différence dépasse 04 fois surtout dans les trois derniers étages.

Pour l'effort tranchant T on remarque que l'effort tranchant dans le cas de charge sismique spectre de réponse la zone Z3 et Accélérogramme Boumerdes, il y a une grande différence dans tous les niveaux et les valeurs du modèle de référence sont incomparables à ceux des autres modèles, pour le modèle Sem_Massif dans le cas de charge Accélérogramme Boumerdes pour le cas du sol S1 sont très important à ceux du sol S3 est le rapport dépasse le 2000%.

Pour les deux catégories de sol S1 et S3, on remarque pour la hauteur $H < 6.4$ m, les valeurs du moment pour le modèle Semelle_encast est plus important et on voit que cette différence se double dans le cas du zone Z3. Dans le cas du Accélérogramme Boumerdes les valeurs des modèles Sem_Mass et Rad_Mass sont négligeables par rapport à ceux du modèle de référence.

Pour la flèche ou bien déplacement horizontal relatif des nœuds au niveau des étages, les valeurs du modèle Mod_Réf sont très important par rapport autre modèle, pour le cas du sol S3 dans le cas de spectre de réponse on remarque que les valeurs pour les modèles Rad_Massif et Sem_massif sont

Conclusion générale

presque confondues, mais pour le sol S1, dans le cas d'Accélérogramme Boumèrdes la différence atteint le 1000% entre les deux modèles.

On peut conclure à la fin malgré que l'ouvrage que nous avons étudié est simple mais la grandeur des valeurs montre que la négligence du phénomène de l'interaction sol-structure l'hors du conception et l'étude des ouvrages aura des répercussions négatives sur la stabilité et l'aspect économique de l'ouvrage.

Donc afin d'accroître la stabilité des ouvrages tout en optimisant le coût de construction il faut passer par une prise en compte de l'interaction dynamique qui se développe, en cas de séisme, entre les ouvrages, les sols et les fondations.

Références bibliographiques

- [1]: Risque sismique en Algérie.
- [2] : Cours géologie de l'ingénieur, Ecole Nationale Supérieure des travaux publics Dr A.Benamghar.
- [3] 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, UNIVERSITE FERHAT ABBAS-SETIF, 2010.
- [4] M. Terrier, G. Bertrand, and A. Roullé. "Document d'information sur le risque sismique a destination des médias." Rapport BRGM/RP-55012-FR (2006).
- [5] Patricia Balandier, "Élément de sismologie appliqué à la construction à l'usage de Techniciens du bâtiment" Volume1, Juillet 2001.
- [6] Milan Zacek, "Construire parasismique" Edition Parenthèses 1996
- [7] Eric Melmoux : " n°180 secousses sismiques et équipements électriques ".
- [8] CHEBANCE M., Les méthodologies d'évaluation de l'aléa sismique, période 19952001, Ecole Nationale Supérieure Des Sciences de l'Information et des Bibliothèques Université Claude Bernard Lyon 1, Rapport de Recherche Bibliographique, 2001
- [9] Thanh Kien Vu, Incidence de la torsion sur la résistance sismique des bâtiments courants avec diaphragmes horizontaux rigides. Application aux structures en bois, 2012.
- [10] Milan Zacek. « Conception parasismique des bâtiments ». Les grands ateliers de l'isle d'abeau. Ministère de l'écologie et de développement-duranle. 2004
- [11] Albane Rambaud, Sandrine Marnac.«Construire en zone sismique-conception et bonnes pratiques». Centre d'études techniques de l'équipement (cete) du sud-ouest / dalet de Toulouse. 27 Novembre 2012
- [12] Jacky Mazars. « Le risque sismique ». Université d'été mathématiques et technologie sourdun. Septembre 2011.

Références bibliographiques

[13] « Conception parasismique des immeubles d'habitation collective en béton arme ». Centre d'information sur le ciment et ses applications.

[14] AFPS_Guide_technique_2002_Conception parasismique des bâtiments.pdf

[15]: [ADI, 2007] (2007). Automatic Dynamic Incremental Nonlinear Analysis. ADINA, Inc, Watertown USA