

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة سعيدة - د. مولاي الطاهر



UNIVERSITÉ DE SAÏDA - Dr MOULAY TAHAR

Faculté de technologie

Département de génie civil et de l'hydraulique

PROJET DE FIN DE CYCLE

Présenté pour l'obtention du diplôme de master en génie civil

Spécialité : Structures

Étude de l'effet de site local sur la réponse sismique d'un bâtiment en considérant différentes règles parasismiques

Présenté par : GANA MOURAD

KHELIFA ABDELKADER

M. HARBIT Mohamed Yazid

Président

Pr. DERRAS Boumédienne

Encadreur

Pr. YEGHNEM Redha

Examineur

Remerciements

En tout premier lieu, nous remercions ALLAH, tout puissant, de nous avoir donné la force ainsi que l'audace pour dépasser toutes les difficultés et nous a permis de mener à bien ce travail. Sans lui ce travail de thèse ne serait pas ce qu'il est.

Ensuite nous tenons à adresser nous sincères remerciements et nous grand respect au Pr. BOUMEDIENE DERRAS pour avoir accepté d'encadrer de ce mémoire et qui a suivi de près mon travail.

Nous exprimons toute notre reconnaissance au M. Mohamed Yazid HARBIT d'avoir accepté de présider le jury. Que Pr REDHA YEGNEM trouve ici l'expression de nôtres vifs remerciements pour avoir bien voulu examiner ce travail.

Nous remercions chaleureusement nos parents et nos familles, sans qui je ne serais pas ce que je suis. Nous adressons nos remerciements aux personnes qui nous ont aidé pour la réalisation de ce mémoire.

Enfin, nous adressons nos plus sincères remerciements à tous nos proches et ami(e)s, qui nous ont toujours soutenue et encouragée au cours de la réalisation de ce mémoire.

DEDICACES

Je dédie ce travail :

À mon père, mon premier encadrant depuis ma naissance

À ma très chère mère source de vie

À mes frères ET MES sœurs

À tout la famille GANA

À tous mes amis, mes proches et à toutes les personnes ayant collaboré à ce travail.

GANNA MOURAD

DEDICACES

Je dédie ce travail :

À mon père, mon premier encadrant depuis ma naissance

À ma très chère mère source de vie

À mes frères ET MES sœurs

À tout la famille KHELIFA

À tous mes amis, mes proches et à toutes les personnes ayant collaboré à ce travail

KHELIFA ABDELKADER

ملخص:

تتكون أطروحة نهاية الدراسة هذه من دراسة مقارنة بين تأثير خصائص الميكانيكية والديناميكية للتربة و المواقع و القواعد الزلزالية الأكثر شيوعاً ودراسة قابلية ورد الفعل التربة وديناميكية المبني المتكون من طابق ارضي و خمس طوابق في هذه الدراسة قمنا باستعمال 04 قواعد و قوانين للمناطق الزلزالية الآتية

Rap 99_ 2003 / RPS / EC08 / TURQUES

تعط القواعد الزلزالية نفس مظهر القوى الداخلية و الانتقال. ومع ذلك، فإن الاختلافات واضحة في الشدة التي توفرها القواعد الزلزالية. و رُجع ذلك أساساً إلى الفوارق القائمة في "تعلق بالأخطار الزلزالية" معامل المنطقة ودراسة المواقع الزلزالية) تضخم الموقع والاعتبارات التقنية للسلوك الديناميكي المرونة، امتصاص ونشر الطاقة.

ثبت أنه من الصعب إجراء مقارنة نوعية بين القواعد الزلزالية

الكلمات المفتاحية :

، الطريقة الثابت المكافئة، طريقة الطيفي، النموذج EC8 الكود الأوروبي، RPA ، ، RPS ،
، الطريقة الساكنة المكافئة

- تأثير المواقع

- تشوهات وانهيارات المباني الناتجة عن الزلزال

Résumé

Ce mémoire de fin de cycle de master consiste à une étude de l'effet de site local avec différents règles parasismique les plus usuelles, volets : condition de site, zones sismiques et le chargement sismique considéré à la base du bâtiment. L'étude dynamique comparative est effectuée en utilisant un bâtiment à usage d'habitation composé d'un rez-de-chaussée et de Cinq étages.

Le but de cette étude est, 1) de comprendre et comparer effet de sites principe de fonction des deux méthodes statique équivalente et spectrale modale, 2) cibler les différences entre les règles parasismiques.

Dans cette étude on a utilisé la méthode modale spectral avec le spectre de repenses donné par ces dernier et le spectre de repenses donner par le logiciel DEEP SOIL (outil qui intègre la méthode linéaire équivalente).

Les quatre codes parasismiques donnent les mêmes allures des efforts internes et des déplacements. Cependant, les différences apparaissent au niveau des intensités fournies par les codes. Cela est dû, principalement, aux disparités existantes vis-à-vis de l'aléa sismique (coefficient de zone), de l'étude sismique de site (amplification de site) et des considérations techniques du comportement dynamique des structures (ductilité, dissipation de l'énergie...), Il s'est avéré, dont, difficile de mener une comparaison qualitative entre les codes parasismique.

Mots clés : effet de différents règle parasismiques, dommage de structure, méthode

Linéaire-équivalente.

RPA99/v2003 – RPS2002 - Eurocode8 –Méthode statique équivalent - Méthode spectral modale.

Abstract

This master's end-of-cycle dissertation consists of a study of the local site effect with the various most usual seismic building codes, aspects: site condition, seismic zones and the seismic loading considered at the base of the building. The comparative dynamic study is carried out using a residential building composed of a ground floor and five floors.

The purpose of this study is, 1) to understand and compare effect of function principal sites of the two methods static equivalent and spectral modal, 2) target the differences between the rules.

In this study we used the spectral modal methods with the repens spectrum given by the latter and the repens spectrum given by the deep soil software which gives a linear-equivalent method.

The four seismic building codes give the same shapes of internal forces and displacements. However, the differences appear at the intensities levels provided by the codes. This is mainly due to the existing disparities with regard to the seismic hazard (zone coefficient), the seismic study of the site (site amplification) and the technical considerations of the dynamic behavior of the structures (ductility, dissipation of energy...), It turned out, therefore, difficult to carry out a qualitative comparison between the seismic codes.

Keywords: site effect, different seismic codes, structural damage, equivalent linear method

RPA99/v2003 – RPS2002 - Eurocode8 – Equivalent static method - Modal spectral method.

Table des matières

<u>Notations et symboles.....</u>	19
Introduction générale	22
Chapitre I	2
Notion sur l'effet de site local.....	2
Chapitre I : Notion sur l'effet de site local	3
Introduction :	3
I-1. Définition de l'effet de site :	3
I-2. Effets de site dans les remplissages sédimentaires :.....	4
I-3. Effet de site topographique :	5
I-4. Approche linéaire :	9
I-5. Évaluation des fonctions de transfert :	10
I-6. Sol homogène, non amorti sur un substratum rigide :.....	10
I-7. Sol homogène amorti sur un substratum rigide :	13
I-8. Sol homogène amorti sur une roche élastique :.....	16
I-10. Approximation linéaire équivalente de la réponse nonlinéaire :	22
I-11. La déconvolution :	25
I-12. Approche non linéaire :	25

I-13. Comparaison des analyses unidimensionnels de la réponse du sol :	30
I-14. En résumé :	31
I-15. Conclusion :	31
Chapitre II: Aperçu sur les règles parasismiques RPA99, RPS2002, EC8, Turquie 2007	33
Introduction :	33
II-1. Règles parasismiques algérienne (R.P.A 99 version2003) :	33
II-1.1. Méthode statique équivalent :	33
<u>II-1.1.1. Conditions d'application :</u>	<u>33</u>
<u>II-1.1.2.1. Principe :</u>	<u>34</u>
<u>II-1.1.3. Modélisation :</u>	<u>34</u>
II-1.2. Méthode modale spectrale :	35
<u>II-1.2.1. Condition d'application :</u>	<u>35</u>
<u>II-1.2.2.1. Principe :</u>	<u>35</u>
<u>II-1.2.3. Modélisation :</u>	<u>35</u>
<u>II-1.2.4. Spectre de réponse de calcul :</u>	<u>36</u>
II-1.3. Q : Facteur de qualité :	39
<u>-Q : facteur de qualité de la structure en fonction de :</u>	<u>39</u>
<u>II-1.5. Combinaison d'action (RPA99/2003) :</u>	<u>42</u>

II-1.7. Nombre de modes à considérer :	43
II-1.7.1. Combinaison des réponses modales :	44
II-1.7.2. Résultante des forces sismiques de calcul :	45
II-1.7.3. Effet de la torsion accidentelle :	45
II-2. Règlement de constructions parasismiques (R.P.S 2002):	45
II-2.1.2.1. Principe :	46
II-2.1.3. Modélisation :	46
II-2.1.4. Calcul de la force sismique totale :	46
II-2.2. Méthode spectrale modale :	47
II-2.2.4. Spectre de réponse de calcul :	47
II-2.3. Facteur d'amplification :	49
II-2.5. Combinaison d'action (RPS2002) :	52
II-2.6. la charge prise en poids de la structure (w)	52
II-2.6.1. Répartition verticale de la force sismique :	53
II-2.6.2. Evaluation de la période fondamentale :	54
II.3. Règles de constructions parasismiques TURQUE2007 :	57

II-3.2. Méthode spectrale modale.....	58
II-3.2.1. Condition d'application.....	58
II-3.2.2.1 Principe :	58
II-3.2.3. Modélisation :	58
II-3.2.4. Spectre de réponse de calcul :	58
II-3.3. Coefficient d'accélération au sol efficace :	59
II-3.3.1. Facteur d'importance du bâtiment :	59
II-3.4. Nombre suffisant de modes de vibration à prendre en compte :	60
II-3.5. Spectre d'accélération de conception spéciale :	61
II-3.6. Réduction des charges sismiques élastiques : Facteur de réduction de charge sismique :	61
II-3.6.1. Conditions générales des niveaux de ductilité des systèmes structurels :	62
II-3.7. Combinaison de contributions modales :	64
II-3.8. Combinaison d'action (Code Turque2007) :	64
II-3.9. Limites inférieures des quantités de réponse :	64
II-4. Règles de constructions parasismiques Euro code 8 :	65

II-4.1.1 Condition d'application.....	65
II-4.1.2.1. Principe	65
II-4.1.3. Modélisation.....	65
II-4.1.4. Calcul de la force sismique totale :	66
II-4.2. Méthode spectrale modale :	66
II-4.2.2.1. Condition d'application :	66
II-4.2.2.1. Principe :	66
II-4.2.3. Modélisation :	67
II-4.2.4. Spectre de réponse de calcul :	67
Classification des sites :	68
II-4.3. Identification des types de sol :	68
II-4.4. Les classes de la ductilité :	70
II-4.4.1. Ductilité faible (DCF) :	70
II-4.4.2 Ductilité moyenne (DCM) :	70
II-4.4.3. Haute ductilité (DCH):	70
II-4.5. Les valeurs de TB, TC et TD :	71
II-4.7. Combinaison de réponses modales :	73
II-4.8. Spectre de réponse :	73

II-5. Comparaison de règles Parasismique Algériennes, marocaines, de la Turquie, Euro- Code :	75
II-5.1. Classification des de zone :.....	75
II-5.2. Classification des Sites selon les différents règlements parasismiques :	75
II-5.3. Spectre de réponse élastique :.....	76
II-5.4. Classification des ouvrages :.....	76
II-5.5. Coefficient de comportement :	76
II-5.6. Combinaisons d'action :	76
Conclusion :	78
Chapitre III	79
Introduction :	80
III-1. Présentation du projet	80
III-1.1. Paramètre du projet :.....	81
III-2. Matériaux utilisés :	85
III-2.1 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	85
III.2.1.2. LA Résistance caractéristique en compression (f_{c28})	85
III-2.1.3. Déformation de béton :.....	86
III-2.1.5. Acier	87

III-3.Hypothèse pour la modélisation :	89
<u>III-3.1. Zones sismiques (valeurs des coefficients de zones) :</u>	<u>90</u>
III-3.2. Les charges G et Q et E avec les combinaisons Actions :	91
Des charges climatiques.....	91
III-3.2.1. Les actions permanentes (G) :	91
III-3.2.2. Les actions variables (Q) :	91
III-3.2.3. Les actions accidentelles (E) :	91
III-3.3. Différentes combinaisons d'action données par le RPA 99/2003, RPS 2002 et EC8 :	92
III-4. Modèle ROBOT :	92
- Pourquoi avoir choisi ROBOT Structural :	92
III-4.1. Vue de la structure (3D) :	93
III-5. Type d'élément	93
<u>III-5.1. Les éléments structuraux :</u>	<u>93</u>
<u>III-5.1.1. Les poutres principales (30x40) cm² :</u>	<u>93</u>
I.1.1 Elément Non Structuraux	95
<u>III-5.1.6. L'escalier (dalle pleine 15 cm).....</u>	<u>96</u>
<u>III-5.1.7. Balcons (dalle pleine 15 cm) :</u>	<u>97</u>

III-6. Conditions d'appuis à la base (sans interaction sol structure).....	97
III-7. Analyse modale (RPA, RPS, EC8ET LA TURQUE)	97
<u>III-7.1. Méthode de la combinaison quadratique complète (CQC):</u>	<u>97</u>
<u>III-8. Périodes fondamentales par ROBOT et Facteurs de participations modales</u>	<u>98</u>
<u>Période empirique :</u>	<u>98</u>
III-9. Disposition des voiles de contreventement	99
Chapitre IV	103
I introduction :	104
IV-1. PRESENTATION DU LOGICIEL DEEPSOIL 6.1 :.....	104
IV-2. Les caractéristiques du notre profile du sol :	104
REMARQUE :	108
IV-4. Le déplacement de la structure suivant direction X-X et Y-Y :	109
I.2 Les vérifications des moments de renversement et les moments stabilisants :	110

Liste des figures :

Figure 1-1: Schéma illustrant la propagation des ondes sismiques depuis la faille :	7
Figure 1-2 : Effet de site dans la vallée de Tagliamento (Italie) :	7
Figure 1-3 : Quatre configurations souvent à l'origine des effets de site :	8
Figure 0-4 : Dépôt de sol linéaire élastique d'épaisseur H recouvrant un substratum rigide.	12
Figure1 -5 : Influence de la fréquence sur la réponse de l'état d'équilibre d'une couche linéaire Élastique non amortie.	13
Figure 0-6 : Influence de la fréquence sur la réponse de l'état d'équilibre d'une couche Elastique Linéaire amortie.	15
Figure 0-7 : Schéma de déplacement des ondes stationnaires aux modes	16
Figure 1-8 : Nomenclature dans le cas d'une couche de sol recouvrant un demi-espace élastique	18
Figure 1-9 : l'effet du rapport d'impédance sur le facteur d'amplification dans le cas d'un sol non Amorti	19
Figure 1-10 : Nomenclature d'un stratifié de sol sur un substratum élastique.	20
Figure 1-11 : Deux histoires de la déformation de cisaillement avec des déformations De cisaillement maximales identiques	23
Figure 1-12 : Itération vers le module de cisaillement et facteur d'amortissement compatible Pour l'analyse linéaire équivalente	23
Figure 1-13 : Nomenclature pour un dépôt de sol homogène d'étendue latérale infinie Recouvrant le substratum rocheux ; (b) discrétisation du dépôt de sol en N sous-couches	26
Figure 1-14 : Approximation de la différence avancée de $f'(x)$ est donnée par la pente de ligne Passant par la fonction à $x = \tilde{x}$ et $x = \tilde{x} + \Delta x$	26
Figure 2-1 : Carte de zonage sismique de l'Algérie	37
Figure 2-2 : Variation du facteur d'amplification dynamique (D) avec la période (s)	38
Figure 2-3 : Limites des décrochements en plan	41
Figure2-4 : Limite de décrochements en élévation	42
Figure 2-5 : Zonage sismique du Maroc	49
Figure 2-6 : Facteur d'amplification dynamique	51
Figure 2-7 : Répartition verticale des forces sismiques	54
Figure 2-8 : Poutres-poteau	56
Figure 2-9 : Zonage sismique de la TURQUE	59
Figure 2-10 : Spectre d'accélération de conception spéciale	61
Figure 2-11 : zonage sismique du MDOF	68
Figure 2-12 : la Forme du spectre de réponse élastique	70
Figure 2-13 : EC8 spectres élastique amorti sa 5% type 01	73
Figure 2-14 : EC8 spectres élastique amorti sa 5% type2	74
Figure 2-15 : Équivalence de la ductilité et du facteur de comportement avec des déplacements Élastiques et inélastique égaux	74
Figure 2-16 : Spectres de réponse de conception EC8 (spectre de type 1, sol de type C)	74
Figure 3-4 : plan de situation et plan de masse	80
Figure 3-5 : Vue du bâtiment en plan	83
Figure 3-6 : Vue du bâtiment en élévation	84
Figure 3-7 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU	87
Figure 3-8 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS-	87

Figure 3-9 : diagramme contrainte-déformation de l'acier	88
Figure 3-7 : vues de bâtiment R+5	93
Figure 3-8 : Dimensions d'une poutre	94
Figure 3-9 : Coupe transversale du plancher a corps creux	94
Figure 3-10 : Voile en élévation	94
Figure 3-11 : Poteaux en béton armé	95
Figure 3-12 : Schéma de l'acrotère	95
Figure 3-13 : Escalier en béton armé	96
Figure 3-14 : Coupe sur balcon	97
Figure 3-15 : disposition des voiles	99
Figure 3-16 : le premier mode	100
Figure 3-17 : Le deuxième mode	101
Figure 3-18 : Le troisième mode	101
Figure 4-1 : résultat de la réponse sismique du profil du SOL 03	105
Figure 4-2 : les Spectres de réponse (DEEPSOIL, RPA 99 / 2003, RPS 2002, EC8 et la turque)	106
Figure 4-3 : Effort tranchant suivant X-X	108
Figure 4-4 : Effort tranchant suivant Y-Y	108
Figure 4-5 : déplacement total aux niveaux de chaque étage	109
Figure 4-6 : déplacement relatif inter-étage	110

Liste des tableaux :

Tableau II-1: Coefficient d'accélération de Zone A	37
Tableau II-2: Valeurs de T 1 et T 2	37
Tableau II-3: Valeurs de ϵ (%).	37
Tableau II-4: Valeurs du Coefficient de comportement R	38
Tableau II-5: Valeurs du coefficient de pondération β .	43
Tableau II-6: Tableauau coefficient d'accélération (Probabilité 10% en 50ans).	48
Tableau II.7: Type et coefficient de site	49
Tableau II-8: Période de transition Tc	49
Tableau II-9: facteur d'amplification dynamique	50
Tableau II-10: facteur d'amplification dynamique	50
Tableau II-11: Coefficient de Priorité (I)	51
Tableau II-12: Facteur de Comportement (K)	51
Tableau II-13: Le coefficient Ψ	53
Tableau II-14: coefficient d'accélération au sol efficace (A0)	59
Tableau II-15: Facteur d'importance du bâtiment (I)	60
Tableau II-16: Périodes caractéristiques du spectre (TA,TB)	61
Tableau II-17: Facteur de comportement du système structurel (R)	63
Tableau II-18: Facteur de participation à la charge en direct (N)	65
Tableau II-19: coefficient d'accélération de sol (PS92)	68
Tableau II-20: Types de sol	69
Tableau II-21: Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de type recommandés	71
Tableau II-22: valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de type 2 recommandés	71
Tableau II-23: Valeurs recommandées des spectres de Réponse élastique verticale	71
Tableau II-24: Formulation Combinaisons d'action de l'effort tranchant à la base	77
Tableau III-1: Caractéristiques géométriques	81
Tableau III.2: composition moyenne du béton	69
Tableau III-3: les états limites	89
Tableau III-4: Comparaison entre les zones sismiques	90
Tableau III-5: Comparaison entre les combinaisons d'action	92
Tableau III-6: Comparaison Périodes fondamentales par ROBOT et Période empirique	99
Tableau III-7: la vérification de la somme des masses modales	100
Tableau IV-1: Les caractéristiques du notre profile du sol (03)	104
Tableau IV-2: effort tranchant à la base: méthode statique équivalente et modal spectrale	107
Tableau IV-3: DIRECTION X-X code RPA	110
Tableau IV-4: DIRECTION Y-Y code RPA	111
Tableau IV-5: DIRECTION X-X code RPS	111
Tableau IV-6: DIRECTION Y-Y code RPS	111
Tableau IV-7: DIRECTION X-X code EC08	112
Tableau IV-6: DIRECTION y-y code EC08	112
Tableau IV-7: DIRECTION X-X code TURQUE	112
Tableau IV-8: DIRECTION Y-Y code TURQUE2007	112
Tableau IV-9: DIRECTION X-X code SOL 03	113
Tableau IV-10: DIRECTION Y-Y code SOL 03	113

Notations et symboles

A	L'amplitude maximale mesurée sur le sismogramme.
A0	Une amplitude de référence correspondant à une distance comprise entre 0 à 100 km.
C	La distance épacentrale (km).
Δ	Une constante d'étalonnage.
M0	Exprimé en N.m.
VS30	Vitesse des ondes de cisaillement moyenne sur trente mètres de profondeur.
hi	Épaisseur de la couche i.
VSi	Vitesse de cisaillement à travers la couche i.
F0	Fréquence caractéristique du site.
Vm	Vitesse moyenne de cisaillement.
H	Épaisseur totale du profil.
A	Coefficient d'accélération de zone.
Q	Facteur de qualité.
D	Facteur d'amplification dynamique.
T	La période fondamentale de la structure.
η	Facteur de correction d'amortissement.
T1, T2	Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.
ξ	Pourcentage d'amortissement critique.
R	Coefficient de comportement de la structure.
V	La force sismique totale.
W	Poids total de la structure.
Pq	Valeurs des pénalités.
G	Charge permanente.
Q	Charge d'exploitation.
Ex	Valeurs de calcul des effets des composantes horizontales de l'action sismique suivant X.
Ey	Valeurs de calcul des effets des composantes horizontales de l'action sismique suivant Y.
Wi	Le poids concentré au niveau du centre de masse du plancher.
WG _i	Poids dû aux charges permanentes.
WQ _i	Surcharge d'exploitation.
β	Coefficient de pondération.
K	Nombre minimal de modes.
N	Nombre de niveaux au-dessus du sol.
TK	La période du mode K.
I ; j	Modes de vibration.
E	Effet de l'action sismique considéré.
Ei	Valeur modale de E selon le mode « i ».
S	Coefficient du site.
I	Coefficient de priorité.
K	Coefficient de comportement de la structure.
T	Coefficient de pondération.
g	Accélération de la pesanteur.
Tc	Période de transition.
F _n	La force horizontale de calcul, appliqué e au niveau n.
w _n	La charge totale au niveau n.
h _n	La hauteur du niveau considéré à partir du sol.
H	La hauteur d'étages du bâtiment.

M	La masse par unité de longueur du bâtiment.
EI	La rigidité flexionnelle.
N	Le nombre d'étages.
KP	La rigidité littérale du portique.
kr	La rigidité latérale d'un panneau de remplissage.
m	Nombre de travées.
Er	Module d'élasticité.
e	Epaisseur du panneau.
α	L'angle de la diagonale avec l'horizontale du panneau.
A0	Coefficient d'accélération.
W	Poids total du bâtiment.
T1	Période de vibration.
I	Facteur d'importance du bâtiment.
Ra	Facteur de comportement.
A	Coefficient d'accélération de spectre.
Sa /g	Accélération spectrale
Sae	Spectre d'accélération élastique.
SDS SD1	Les coefficients spectraux d'accélération.
N	Facteur de participation à la charge en direct.
Fij	La force horizontale sur la masse j en mode i.
Li	Facteur d'excitation sismique.
Mi	La masse modale.
Øij	Formes de mode.
Mj	Masse modale effective.
M	La masse totale.
λ	Coefficient de correction.
Se	Ordonnée du spectre pour la période T1.
Sd(T)	Le spectre de calcul.
q	Le coefficient de comportement.
q0	Valeur de base du coefficient de comportement,
T	La période de vibration d'un système linéaire à un degré de liberté.
ag	L'accélération du sol.
TB	La limite inférieure de la période de la branche d'accélération spectrale constante.
TC	La limite supérieure de la période de la branche d'accélération spectrale.
TD	La valeur définissant le début de la plage de réponse à déplacement constant du spectre.
S	Le facteur de sol.
β	Le coefficient correspondant.
avg	L'accélération maximale EC8
CT	Coefficient en fonction du système de contreventement
Cu	Résistance au cisaillement du sol non drainé
S1	Site rocheux.
S2	Site ferme.
S3	Site meuble.
S4	Site très meuble.
Se (T)	Spectre de réponse élastique e
Sve (T)	Spectre de réponse élastique vertical ve
S	Paramètre du sol (EC8)
Z	Zone sismique
Type 1	Pour les zones de forte sismicité
Type 2	Pour les zones sismicité moyenne

EE	L'effet d'action sismique considéré
EEi	La valeur de cet effet d'action sismique dû au mode de vibration i.
XMAK K	Désigne la variable à calculer
ρ_{in}	Coefficient de corrélation
x_{ixj}	Les valeurs extrémales des réponses modales prises avec leur signe respectif
ζ	L'amortissement modale
r	Facteur de participation Dx,
Lx	Longueur totale
Dy, Ly	Largeur totale
Fx	L'effort tranchant a la base suivant la direction X
Fy	L'effort tranchant a la base suivant la direction Y
S	La surface en (m2).
P	Périmètre.
SPP	Surface de poutre principal
Lpp	Longueur de poutre principal
SCH	Surface de chainage
LCH	Longueur de chainage
SPot	Surface de poteau
Hpot	Hauteur de poteau
RPA	Règlement parasismique algérien
RPS	Règlement de constructions parasismiques marocain
EC8	Espace européen
DTR	Document technique règlementaire
Code Turque	Règlement de constructions parasismiques Turquin
PS92	Règles de construction parasismique française
ML	Magnitude locale
MF	Mécanisme au foyer
Mw	Magnitude de moment ou de Kanamori.
MSE	Méthode statique équivalent
MMS	Méthode modale spectrale
DPA	Dynamique par accélérogramme
ELU	Etat limite ultime
ELS	Etat limite service
ND1	Niveau 1 de ductilité
ND2	Niveau 2 de ductilité
ND3	Niveau 3 de ductilité
SRSS	Square Root of the Sum of the Squares
CQC	Combinaison quadratique complète
MDOF	Multi-degree of freedom systeme
SDOF	Single degree of freedom linear oscillator
NSPT	Nombre de coups par essai de pénétration normalisé
DCF	Ductilité classe faible
DCM	Ductilité classe moyenne
DCH	Haute classe ductilité

Introduction générale

Introduction générale

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et ils sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. L'effet du profil de sol est essentiellement estimé, dans cette étude, par le biais de l'approche linéaire équivalente. L'objectif principal est d'analyser l'effet de site et les sollicitations internes de la structure en utilisant plusieurs codes parasismiques. Pour atteindre l'objectif, nous respectons les étapes suivantes :

Le premier chapitre contient un aperçu sur effet de site.

- Dans le deuxième chapitre, une comparaison des règles parasismiques va être effectuée entre les quatre règlements l'RPA99 version 2003, l'Eurocode 8, code turque 2007 et l'RPS2002 focalisée sur certains Points importants.
- Dans le troisième chapitre nous représentons le bâtiment, sujet d'analyse, avec son analyse modale.
- Dans le quatrième chapitre, nous allons interpréter et analyser les résultats.
- Finalement une conclusion générale clôture ce travail.

Chapitre I

Notion sur l'effet de site local

Chapitre I : Notion sur l'effet de site local

Introduction :

Tous les séismes récents ont, souvent dramatiquement : niveau élevé de la vulnérabilité des structures à cause du développement urbain. L'enjeu est donc très fort pour le même niveau d'aléa sismique. L'évaluation de cet aléa est plus que souhaitable. Une évaluation optimale de l'aléa passe par une bonne estimation du mouvement sismique (généralement un spectre de réponse) sous la structure. L'un des facteurs essentiels, et qui contribue à cette estimation, est l'effet de site local. Ce dernier contrôle partiellement (comme à Kobé en 1995) ou totalement (Mexico en 1985) la répartition spatiale des dommages. En effet, pour de nombreuses raisons (facilités de transport et de construction, Approvisionnement en eau, ...), la plupart des grandes villes au monde sont construites sur des formations alluviales qui modifie le mouvement sismique : amplification de l'intensité, modification de la période du sol et prolongement de la durée d'excitation.

Devant le constat des dégâts dus en partie aux effets des sites lors des derniers séismes meurtriers, une meilleure estimation, a priori, - de ces effets locaux apparaît Indispensable pour mieux prévenir le risque sismique. Dans la réalité, les contraintes budgétaires pour ces risques à très longue période de retour, font du développement de méthodes d'estimation peu onéreuses un objectif crucial.

I-1. Définition de l'effet de site :

Comme l'indique le terme même de "tremblement de terre", l'essentiel des effets des séismes provient des vibrations associées aux ondes émises par le glissement soudain des deux plaques de la faille. Ces vibrations peuvent être caractérisées par leur fréquence (pouvant aller de 0.01 à 50 Hz), et leur amplitude ; les ondes qui les propagent sont-elles caractérisées par leur type (par exemple compression ou cisaillement), et leur vitesse de propagation. Cette dernière, relativement stable en profondeur dans la croûte terrestre, devient très fortement variable à proximité immédiate de la surface, car elle est en relation directe avec la compacité des sols et roches : ainsi, la vitesse des ondes de cisaillement varie de 3 km/s dans du granite sain, à parfois moins de 500 m/s dans le même granite mais fortement altéré, et de près de 1000 m/s dans des sédiments très compactés, à moins de 50 m/s dans des vases et tourbes. Dès lors, la propagation de ces ondes est très fortement affectée par ces hétérogénéités de surface, et il en va de même pour la répartition spatiale de l'amplitude des vibrations sismiques associées. Cette variabilité spatiale liée à la géologie de surface est classiquement appelée "effets de site".

I-2. Effets de site dans les remplissages sédimentaires :

Il est admis que les dommages des constructions situées sur un remplissage sédimentaire sont généralement plus sévères que ceux des constructions situées sur un rocher. De nombreuses observations macrosismiques ont indiqué très clairement les effets préjudiciables associés aux sédiments de sols mous, et ont démontré comment les intensités sismiques locales, dans de telles conditions, peuvent augmenter de 2 ou 3 degrés (sur l'échelle de MM ou de MSK). Dans ces dernières décennies, les enregistrements ont aussi témoigné de la modification du signal sismique sur les remplissages sédimentaires, le plus souvent sous la forme d'une amplification qui correspond assez couramment à un facteur de l'ordre de 2 à 3, mais peut atteindre des valeurs sensiblement plus élevées. Ces observations montrent l'importance substantielle des effets de site dans les remplissages sédimentaires.

En pratique, est généralement acceptée l'hypothèse de la stratigraphie horizontale des couches de sol sous-jacentes. Cette hypothèse est raisonnable dans la grande majorité des cas (vallées peu encaissées, bassins sédimentaires).

Les calculs unidimensionnels basés sur cette hypothèse ont été vérifiés par des mesures lors de nombreux séismes récents.

Ces calculs sont en général capables d'illustrer les aspects essentiels de la réponse sismique en surface des sédiments. Par conséquent, l'évaluation des effets de site dans les sédimentations unidimensionnelles a été incorporée dans quelques codes parasismiques modernes (par exemple, Eurocode 8, PS 92/5.2.4). Cependant, dans plusieurs cas où la variation latérale du substratum sous-jacent n'est pas négligeable (vallées profondes), les calculs unidimensionnels ne peuvent pas expliquer la forte amplification ou la prolongation de la durée du mouvement du site.

Des preuves théoriques et expérimentales ont montré des implications d'effets bi- ou tridimensionnels. Par exemple, la distribution localisée de dommages dans la ville de Skopje (ex-Yougoslavie), après le séisme de 1963, est liée aux hétérogénéités latérales souterraines. La concentration des ondes par les interfaces irrégulières souterraines est susceptible d'avoir l'amplification forte de mouvement dans certaines zones limitées de la ville [POCESKI, 1969].

L'observation macrosismique, après le séisme de Hayward (Californie, Etats Unis) en 1868, a montré que l'effet le plus destructif s'est localisé sur la sédimentation alluviale et particulièrement le long de la ligne de contact entre cette sédimentation et le rocher. King et Tucker [1984], grâce à des mesures à vallée CHUSAL (TADJIKISTAN), ont indiqué que l'analyse unidimensionnelle peut prévoir la réponse moyenne du sédiment au voisinage du centre de la vallée, mais pas aux bords car

les mouvements y sont considérablement différents. Les effets similaires ont aussi été observés pour quelques autres vallées pendant différents séismes (Caracas, Venezuela en 1967 ; San Fernando, Etats Unis en 1971 ; Leninakan, Arménie en 1988).

I-3. Effet de site topographique :

L'amplification importante du mouvement sismique due à l'effet de site topographique est un phénomène bien identifié. L'observation macrosismique de la répartition de dégâts significatifs et l'enregistrement par instrumentation des mouvements forts du terrain de quelques séismes récents ont affirmé l'importance de cet effet.

Après des séismes destructifs, on a souvent signalé que les immeubles situés au sommet des falaises, des collines ou des montagnes subissent des dommages beaucoup plus intenses que ceux situés à la base. Par exemple, le séisme de TOKACHI (Japon) en 1968 a produit des dommages considérables aux bâtiments près du bord d'une falaise, alors que des autres bâtiments situés à une certaine distance du bord ne présentaient aucun dommage. Un séisme récent, à Kozani (Grèce) en 1995, a apporté les preuves de dommages graves dans les villages construits sur des collines. D'autres exemples similaires peuvent être observés après les séismes de Friuli (Italie) en 1976, d'Irpinia (Italie) en 1980 ou au Chili en 1985. Par ailleurs, des enregistrements expérimentaux ont aussi montré que la topographie affecte considérablement l'amplitude et le contenu fréquentiel du mouvement du terrain. Par exemple, L'ACCELEROGAPHE au barrage de PACOIMA, dans le sud de la Californie, a enregistré une accélération horizontale maximale d'environ de 1.25 g dans les deux directions horizontales pendant le séisme de San Fernando (Etats-Unis) de magnitude $M_L = 6.4$ [Trifunac et Hudson, 1971].

Cette valeur, qui était considérablement plus grande que prévue pour un séisme de cette magnitude, résultait de la configuration du site du barrage (vallée encaissée) et de la position de l'appareil enregistreur au sommet d'un des appuis (sans cette amplification topographique, l'accélération n'aurait été que de 0.73 g). Un autre exemple est la mesure sur un site dont la pente est très raide, dans les Alpes Maritimes (France), qui a révélé que les spectres dans une bande de fréquence étroite autour 5 Hz diffèrent d'un degré de magnitude entre la crête et la base [NECHTSCHHEIN et al., 1995]. Un autre exemple bien connu (et mal compris) est l'enregistrement du mouvement à la station TARZANA, pendant le séisme de NORTHRIDGE

(CALIFORNIE, Etats-Unis) en 1994, dans lequel le coefficient d'amplification spectral a atteint une valeur de 5 dans une bande de fréquence étroite, au voisinage de 3 Hz.

Un aperçu de ces études expérimentales avec leurs résultats peut être trouvé dans

[GELI et al., 1988], [FACCIOLI, 1991]. Une fois que les effets de site sont mis en évidence, des études approfondies sur ces effets deviennent vitales. En effet, la plupart des zones urbaines et industrielles, en particulier les plus grandes villes du monde, sont situées au-dessus de bassins sédimentaires. Les grands séismes, dans le passé, ont provoqué dans ces zones des pertes humaines et économiques immenses. En ce qui concerne l'effet de site topographique, il y a deux préoccupations. D'une part, les zones les plus sollicitées par des séismes sont fréquemment montagneuses et, pour des raisons de sécurité, beaucoup de villes et villages ont été construits sur des collines ou montagnes. D'autre part, cet effet est étroitement lié au phénomène de glissement de terrain, observé souvent pendant de forts séismes, qui ont causé des dommages et destructions extrêmement sévères. En conséquence, la prise en compte des effets de site dans les codes parasismiques est indispensable.

Cependant, à l'heure actuelle, seul l'effet de site unidimensionnel est incorporé dans quelques codes modernes ; l'effet de bassin et l'effet de site topographique ne sont pas encore pris en compte de manière efficace dans ces codes. Ces derniers effets de site nécessitent donc des études approfondies pour une meilleure compréhension.

En d'autres termes, lors d'un séisme, le glissement sur la faille génère des ondes sismiques qui vont se propager dans la terre depuis le foyer du séisme jusqu'à la surface (Figure 1). Au cours de ce trajet, elles traversent des milieux géologiques aux propriétés mécaniques variées (densité, vitesse de propagation des ondes sismiques...), ce qui va perturber leur propagation et accroître la complexité du signal sismique. En particulier, les couches les plus superficielles sont en général plus meubles (la vitesse des ondes y est plus faible), ce qui modifie notablement leurs caractéristiques et leur comportement mécanique. L'effet de site est le terme utilisé pour décrire la modification de la secousse sismique induite par la géologie locale.

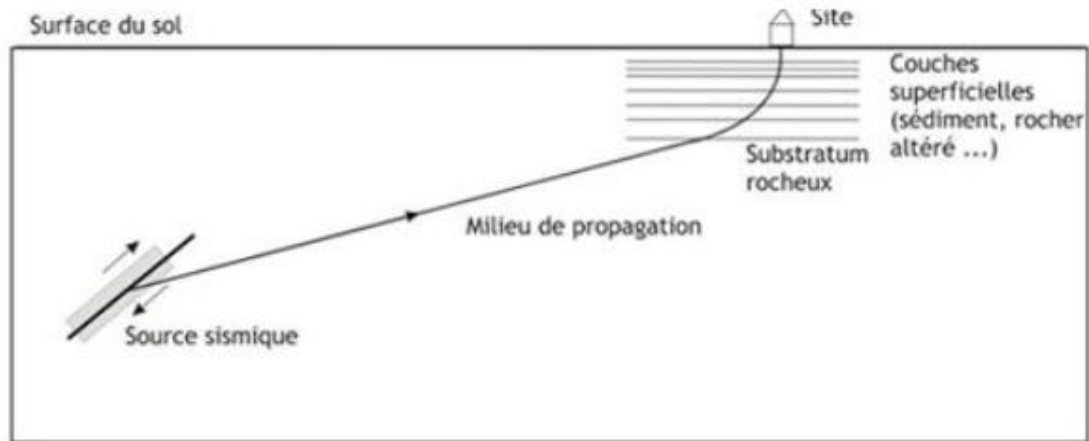


Figure 1-1: Schéma illustrant la propagation des ondes sismiques depuis la faille

Les ondes sismiques sont générées jusqu'à la surface où elles sont observées. Modifié d'après Kramer (1996). Les effets de site se traduisent fréquemment par une augmentation de l'amplitude des enregistrements de la secousse sismique et de sa durée. Ce phénomène peut être illustré en comparant les secousses sismiques enregistrées sur un sol dur (rocher) et sur un sol mou (alluvions) à proximité (Figure 2).

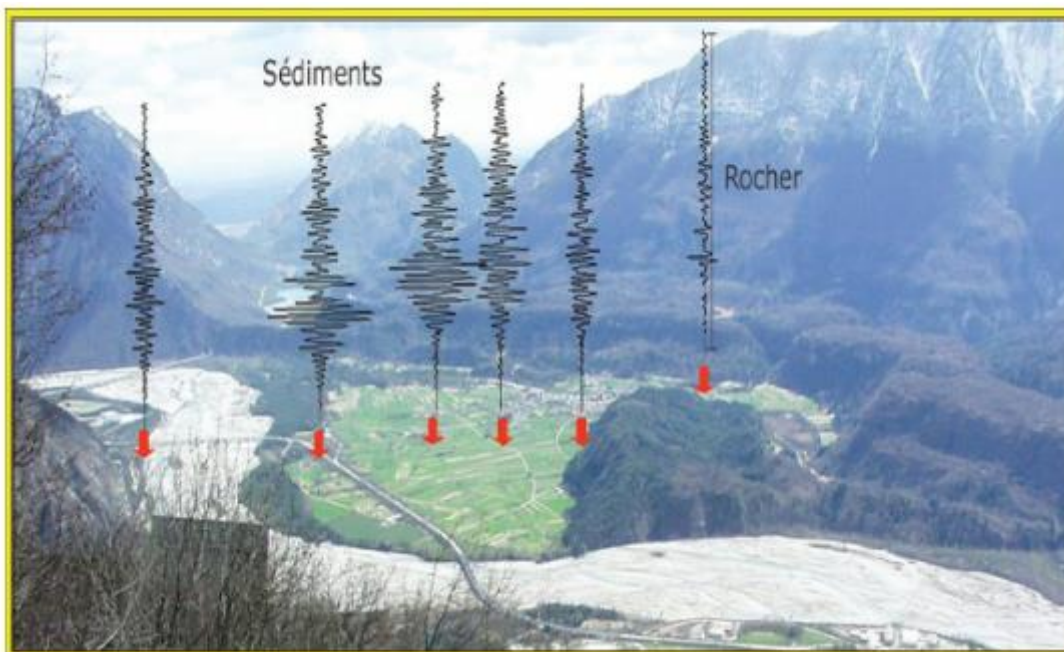


Figure 1-2 : Effet de site dans la vallée de Tagliamento (Italie)

L'amplitude et la durée des sismogrammes sont plus élevés dans les sédiments que sur le rocher. Dans des milieux géologiques à géométrie complexe (vallée glaciaire), les ondes sismiques se réverbèrent sur les interfaces géologiques du fait de l'existence d'un fort contraste entre les propriétés mécaniques des couches situées au centre de la vallée (remplissage sédimentaire) et la roche encaissante.

Les ondes sismiques sont piégées : la durée et l'amplitude de la secousse sont fortement accrues. Les dégâts provoqués par les tremblements de terre sont fréquemment la Conséquence d'effets de site locaux (concentration des dommages dans les vallées). Sur la « figure 3 » sont représentées quatre configurations typiques pour lesquelles différentes formes de l'effets de site peuvent se manifester.

Les cas (a), (b) et (c) sont caractérisés par le contraste de raideur (ou l'impédance) entre un rocher et un sol relativement mou. L'influence de la variation latérale du substratum sous-jacent est aussi présente dans le cas (b). Le cas (d) correspond à l'effet de site dû à la topographie en surface.

Le cas (a) est rencontré très fréquemment dans les zones consacrées à l'urbanisation l'aménagement industriel. C'est le cas le plus simple, car il peut se prêter à des modélisations unidimensionnelles pour des ondes à propagation verticale. Dans ce cas, la connaissance précise des caractéristiques géométriques et mécaniques des différentes couches de terrain est assez facilement acquise, puisqu'elle ne nécessite que des reconnaissances géotechniques limitées.

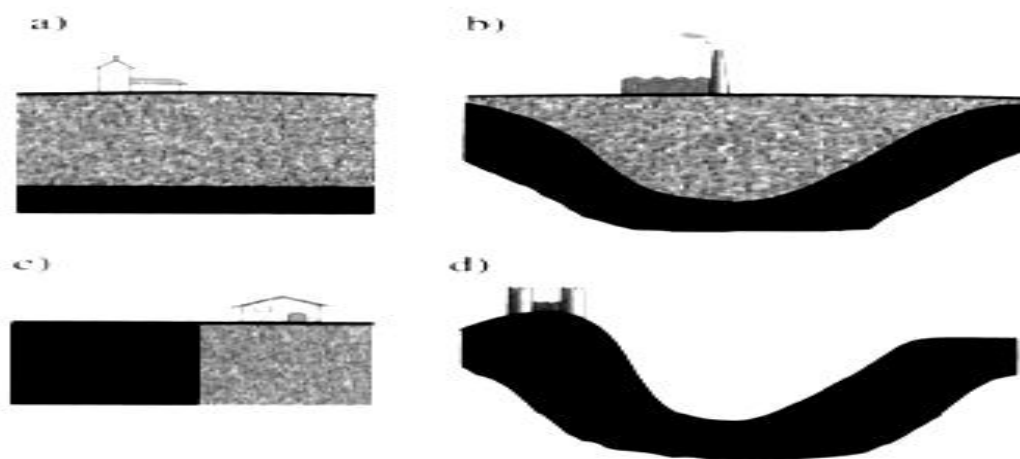


Figure 1-3 : Quatre configurations souvent à l'origine des effets de site

Figure (1.4) Quatre configurations souvent à l'origine des effets de site, (a) stratigraphie horizontale (b) relief souterrain : bassin, vallée sédimentaire (c) discontinuité latérale (d) topographie : colline, vallée, pente Par ailleurs, l'hypothèse d'un champ d'ondes incident à propagation verticale constitue une hypothèse habituelle pour la définition du mouvement sismique.

Le cas (a) est ainsi le cas le plus étudié et appliqué dans la pratique. Relatifs à des structures géotechniques complexes, les cas (b), (c) et (d) font intervenir des effets bi ou tridimensionnels. La réponse sismique du site, dans ces cas, devient très compliquée par rapport à celle du cas (a). La prévision du mouvement sismique du terrain, dans ces cas, pose de vraies difficultés sur le plan théorique mais aussi sur le plan expérimental. En effet, la méthode théorique ou numérique utilisée pour la prévision doit être suffisamment robuste afin de tenir compte, d'une part, de la diffraction et de l'interférence des ondes et, d'autre part, du caractère ouvert de l'espace semi-infini.

L'acquisition des données géotechniques nécessite aussi de nombreuses reconnaissances avancées. Vu la complexité et la difficulté du problème, l'étude des effets de site de ces trois derniers cas est jusqu'à présent réservée à des opérations à caractère de recherche et à quelques grands projets (ouvrages exceptionnels ou sites de grandes zones urbaines) ; sa prise en compte éventuelle dans les codes parasismiques est plutôt conventionnelle.

I-4. Approche linéaire :

Une classe importante de techniques d'analyse de la réponse du sol est basée sur l'utilisation des fonctions de transfert. Pour le problème de la réponse du sol, les fonctions de transfert peuvent être utilisées pour exprimer les différents paramètres, tels que le déplacement, la vitesse, l'accélération, la contrainte et la déformation de cisaillement, à un paramètre de mouvement d'entrée tel que l'accélération du substratum rocheux. Parce qu'elle repose sur le principe de superposition, cette approche est limitée à l'analyse des systèmes linéaires. Le comportement non linéaire peut être approché, mais en utilisant une méthode itérative avec des propriétés équivalentes linéaires du sol.

Le calcul implique la manipulation des nombres complexes ; l'approche, elle-même, est assez simple. L'histoire du mouvement du substratum rocheux (mouvement d'entrée) connue sera représentée par une série de Fourier, généralement à l'aide de la FFT (FAST FOURIER TRANSFORM).

Chaque terme de la série de Fourier du mouvement (mouvement d'entrée) du substratum rocheux est ensuite multiplié par une fonction de transfert pour produire la série de Fourier du

mouvement du sol à la surface. Le mouvement à la surface du sol peut s'exprimer dans le domaine temporel en utilisant la FFT inverse.

Ainsi, la fonction de transfert détermine la façon dont le mouvement du substratum rocheux (mouvement d'entrée) est amplifié, ou désamplifié, à chaque fréquence, par le dépôt de sol.

I-5. Évaluation des fonctions de transfert :

La clé de l'approche linéaire est l'évaluation des fonctions de transfert. Dans la section qui suit, les fonctions de transfert sont établies d'une série successive de conditions géotechniques plus compliquées. Bien que la plus simple de ces fonctions soit rarement applicable à des problèmes réels, elles illustrent quelques effets importants des dépôts de sol sur les caractéristiques du mouvement du sol sans complexité mathématique excessive. Les plus complexes sont capables de décrire les aspects les plus importants de la réponse du sol, et ils sont très couramment utilisés dans la pratique du génie parasismique.

I-6. Sol homogène, non amorti sur un substratum rigide :

Considérons d'abord une couche homogène, isotrope, et un sol linéaire élastique recouvrant le substratum rocheux rigide comme le montre la figure (1.3). Le mouvement harmonique horizontal de la roche va produire des ondes de cisaillement se propageant verticalement dans le sol sus-jacent. Le déplacement horizontal résultant peut être exprimé, comme suit :

$$u(z, t) = Ae^{i(\omega t + kz)} + Be^{i(\omega t - kz)} \quad (1-1)$$

Où ω est la fréquence de l'excitation sismique, k le nombre d'onde ($k = \omega/v_s$) et A et B les amplitudes des ondes se propageant dans les directions $-z$ (vers le haut) et $+z$ (vers le bas) respectivement. A la surface libre ($z = 0$), la contrainte de cisaillement, et par conséquent la déformation de cisaillement, doivent disparaître, alors :

$$\tau(0, t) = G\gamma(0, t) = G \frac{\partial u(0, t)}{\partial z} = 0 \quad (1-1)$$

En substituant (1.1) dans (1.2) et en différenciant le

$$Gik(Ae^{ik(0)} - B^{-ik(0)})e^{i\omega t} = Gik(A - B)e^{i\omega t} = 0 \quad (1.2)$$

Rapport (1-2) est vérifiée lorsque $A=B$. Alors le déplacement peut être exprime comme :

$$u(z, t) = 2A \frac{e^{ikz} + e^{-ikz}}{2} e^{i\omega t} = 2A \cos kz e^{i\omega t} \quad (1-3)$$

Qui décrit une onde stationnaire d'amplitude $2A \cos kz$. L'onde stationnaire est produite par l'interférence constructive de la propagation des ondes vers le haut et vers le bas et a une forme fixe par rapport à la profondeur. L'équation (1.4) peut être utilisée pour définir une fonction de transfert qui décrit le rapport des amplitudes de déplacement à n'importe quels deux points dans la couche de sol. Le choix d'un point dans la partie supérieure et d'un autre dans la partie inférieure de la couche de sol donne la fonction de transfert :

$$F_1(\omega) = \frac{u_{\max}(0,t)}{u_{\max}(H,t)} = \frac{2Ae^{i\omega t}}{2A\cos kHe^{i\omega t}} = \frac{1}{\cos kH} = \frac{1}{\cos(\omega H/v_s)} \quad (1-4)$$

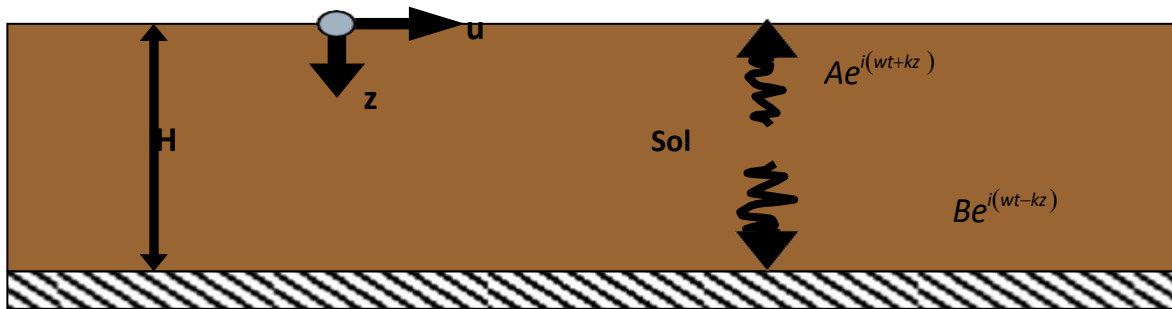


Figure 1-4 : Dépôt de sol linéaire élastique d'épaisseur H recouvrant un substratum rigide.

Le module de la fonction de transfert est la fonction d'amplification :

$$|F_1(\omega)| = \sqrt{\{\text{Re}[F_1(\omega)]\}^2 + \{\text{Im}[F_1(\omega)]\}^2} = \frac{1}{|\cos(\omega H/v_s)|} \quad (1-5)$$

Ce qui indique que le déplacement en surface est toujours au moins aussi grand que le déplacement du substratum rocheux (puisque le dénominateur ne peut jamais être supérieur à 1) et, à certaines fréquences, est beaucoup plus grand. Ainsi $|F_1(\omega)|$ est le rapport entre l'amplitude de mouvement en champ libre et l'amplitude de mouvement du substratum rocheux (ou, puisque le substratum rocheux est rigide dans ce cas, le mouvement du substratum rocheux affleurant). Quand $(\omega H/v_s)$ se rapproche de $\pi/2 + n\pi$, le dénominateur de l'équation (3.6) tend vers zéro, ce qui implique que l'amplification infinie, où la résonance, aura lieu (Figure 3.4). Même ce simple modèle illustre le fait que la réponse d'un dépôt de sol est très dépendante de la fréquence du mouvement de base, et que la fréquence à laquelle une forte amplification se produit dépend de la géométrie (épaisseur) et des propriétés des matériaux (vitesse des ondes de cisaillement) de la couche de sol.

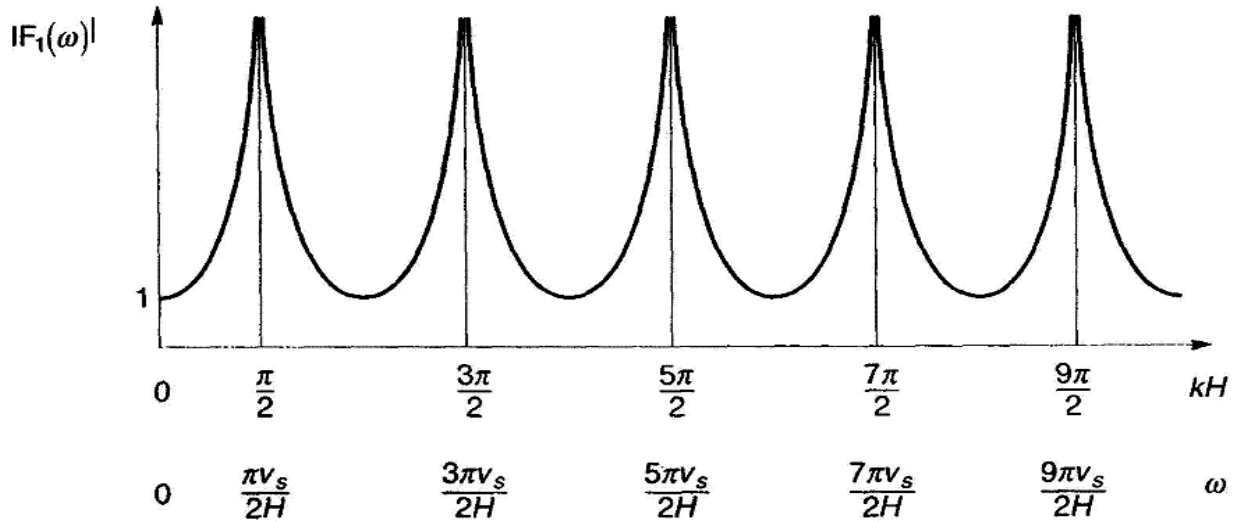


Figure1-5 : Influence de la fréquence sur la réponse de l'état d'équilibre d'une couche linéaire élastique non amortie.

I-7. Sol homogène amorti sur un substratum rigide :

Évidemment, le type d'amplification illimitée prévue par l'analyse précédente ne peut pas physiquement se produire. L'analyse précédente ne suppose aucune dissipation d'énergie, ou amortissement, dans le sol. Comme l'amortissement est présent dans tous les matériaux, des résultats plus réalistes peuvent être obtenus en répétant l'analyse avec l'amortissement. En supposant que le sol a les caractéristiques de cisaillement d'un solide de Kelvin-Voigt, l'équation d'onde peut être écrite comme suit :

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \eta \frac{\partial^2 u}{\partial z^2 \partial t} \quad (\text{I-7})$$

La solution de l'équation d'onde est de la forme :

$$u(z, t) = A e^{i(\omega t + k^* z)} + B e^{i(\omega t - k^* z)} \quad (1-6)$$

Où k est nombre complexe d'une partie réelle k_1 et une partie imaginaire de k_2 répétant les manipulations algébriques précédentes avec le nombre complexe d'onde, la fonction de transfert pour le cas d'un sol amorti sur un substratum rigide peut être exprimée :

$$F_2(\omega) = \frac{1}{\cos k^* H} + \frac{1}{\cos(\omega H / v_s^*)} \quad (1-7)$$

Étant donné que les fréquences sont indépendantes du module de cisaillement complexe qui

Est donné par $G^* = G (1 + i2\xi)$, la vitesse complexe de l'onde de cisaillement peut être

Exprimée par :

$$v_s^* = \sqrt{\frac{G^*}{\rho}} = \sqrt{\frac{G(1+i2\xi^*)}{\rho}} = \sqrt{\frac{G}{\rho}} (1 + i\xi^\varepsilon) = v_s(1 + i\xi^\varepsilon) \quad (1-8)$$

Pour des petites valeurs de ξ , Le nombre complexe d'onde peut être écrit, Comme

$$:k^* = \frac{\omega}{v_s^*} = \frac{\omega}{v_s(1+i\xi^\varepsilon)} \approx \frac{\omega}{v_s} (1 - i\xi^\varepsilon) = k(1 - i\xi^\varepsilon) \quad (1-9)$$

Et finalement, la fonction de transfert, est :

$$F_2(\omega) = \frac{1}{\cos k(1-i\xi^\varepsilon)H} = \frac{1}{\cos[\omega H/v_s(1+i\xi^k)]} \quad (1-10)$$

En utilisant l'identité En utilisant l'identité

$$\cos(x + iy) = \sqrt{\cos^2 x + \sinh^2 y} \quad (1-11)$$

La fonction d'amplification peut être exprimée par :

$$F_2(\omega) = \frac{1}{\sqrt{\cos^2 kH + \sinh^2 \xi kH}} \quad (1-12)$$

Comme $\sinh^2 y \approx y^2$ pour des petits y , la fonction d'amplification peut être simplifiée :

$$|F_2(\omega)| = \frac{1}{\sqrt{\cos^2 kH + (\xi kH)^2}} = \frac{1}{\sqrt{\cos^2(\omega H/v_s) + [\xi(\omega H/v_s)]^2}} \quad (1-13)$$

Pour des petits rapports d'amortissement, l'équation (1.14) indique que l'amplification par une couche de sol amorti varie aussi avec la fréquence. L'amplification atteindra un maximum

Local chaque fois que $kH = \pi/2 + n\pi$, mais n'atteindra jamais une valeur infinie

(Pour $\xi > 0$) puisque le dénominateur sera toujours supérieur à zéro. Les fréquences qui correspondent au maximum local sont les fréquences naturelles du dépôt de sol. La variation du facteur d'amplification en fonction de la fréquence est indiquée pour les différents niveaux de l'amortissement à la figure 1.5. Ce facteur d'amplification est aussi égal au rapport entre l'amplitude de mouvement de surface libre et l'amplitude du substratum rocheux (Ou substratum affleurement). La comparaison des figures 1.4 et 1.5 montre que l'amortissement affecte la réponse à de hautes fréquences plus qu'à de basses fréquences.

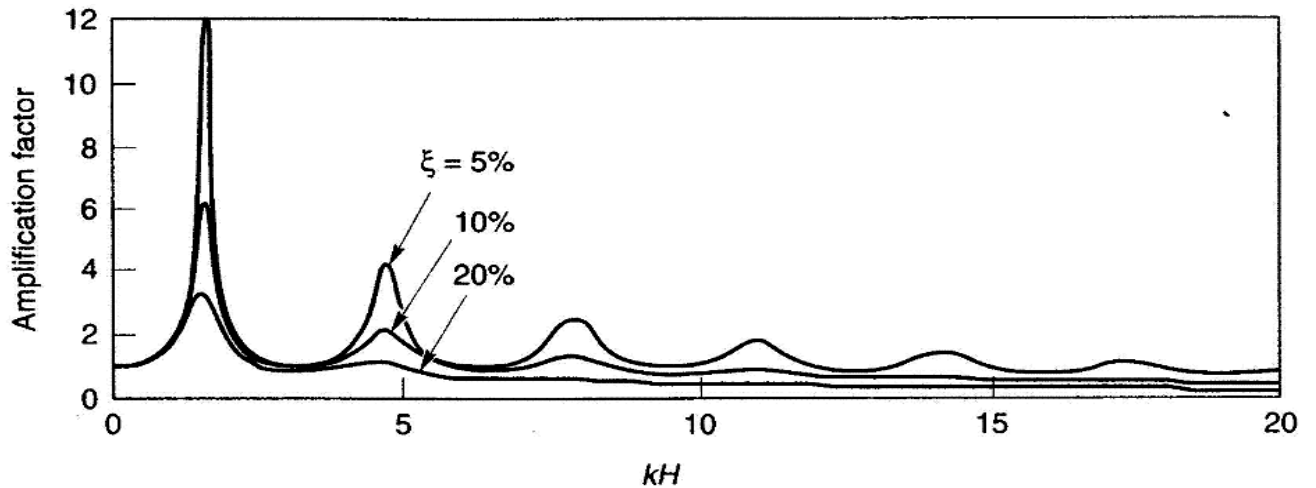


Figure 1-6 : Influence de la fréquence sur la réponse de l'état d'équilibre d'une couche linéaire élastique amortie.

La nième fréquence naturelle du dépôt de sol est donnée par :

$$\omega_n \approx \frac{v_s}{H} \left(\frac{\pi}{2} + n\pi \right) n = 0, 1, 2, \dots, \infty \quad (1-14)$$

Puisque le facteur d'amplification maximale diminue avec l'augmentation de la fréquence naturelle, le plus grand facteur d'amplification aura lieu à la fréquence naturelle la plus faible, aussi connue comme la fréquence fondamentale :

$$\omega_0 = \frac{\pi v_s}{2H} \quad (1-15)$$

La période de vibration correspondant à la fréquence fondamentale est appelée la période

Caractéristique de site,

$$T_s = \frac{2\pi}{\omega_0} = \frac{4H}{v_s} \quad (1-16)$$

La période caractéristique de site ne dépendant que de l'épaisseur et de la vitesse des ondes de cisaillement du sol, fournit une indication très utile de la période de vibration à laquelle la plus importante amplification peut être attendue.

À chaque fréquence naturelle, une onde stationnaire se développe dans le sol. Les formes des déformées normalisées, ou les formes des modes, pour les trois premières fréquences naturelles sont montrées sur la figure (1.6). On note que les déplacements du sol sont en phase à toutes les profondeurs dans le mode fondamental, mais pas dans les modes supérieurs.

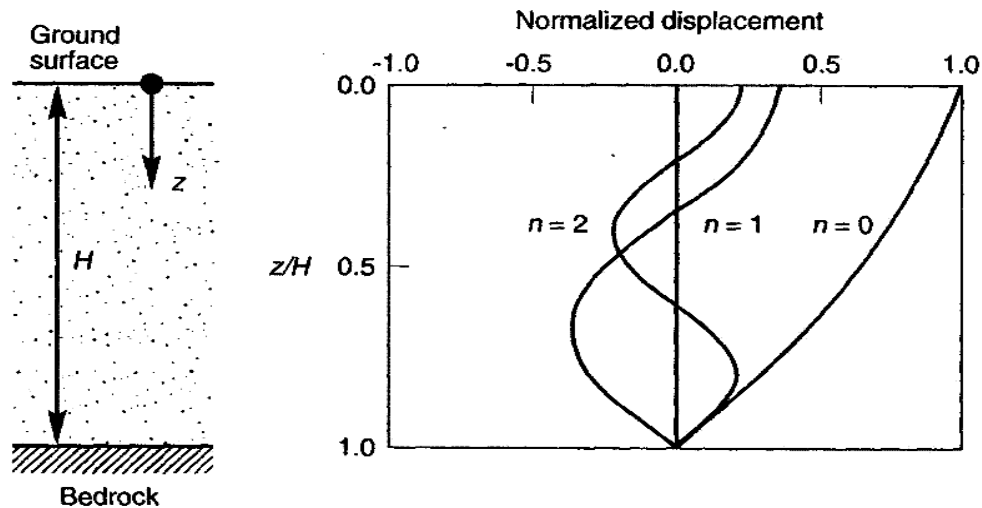


Figure 1-7 : Schéma de déplacement des ondes stationnaires aux modes Fondamental

($n = 0$), deuxième ($n = 1$) et troisième ($n = 2$), à des fréquences naturelles d'une couche de sol avec $\xi = 5\%$. Les déplacements sont normalisés par le déplacement maximum à la fréquence fondamentale

A des fréquences supérieures à la fréquence fondamentale, une partie du dépôt de sol se déplace dans une direction tandis qu'une autre partie se déplace dans la direction opposée, ce phénomène doit être pris en compte dans l'évaluation des forces d'inertie dans les masses du sol requises pour les analyses de la stabilité sismique.

I-8. Sol homogène amorti sur une roche élastique :

Les deux sections précédentes développent des expressions pour les facteurs d'amplification pour les sols recouvrant un substratum rigide. Si le substratum est rigide, son mouvement ne sera pas affecté par des mouvements, qu'il y ait présence de sol dessus ou non. Il agit comme une limite d'extrémité fixe. N'importe quelle onde se propageant, dans le sol, vers le bas sera entièrement réfléchi vers la surface libre par la couche rigide, emprisonnant ainsi toute l'énergie des ondes élastiques dans la couche de sol.

Cependant, si le substratum est élastique, lorsque les ondes de contraintes se propageant vers le bas, atteignent la limite du sol-substratum, elles seront reflétées partiellement tandis qu'une partie de leur énergie sera transmise à travers la frontière pour continuer à se propager vers le bas à travers la roche. Si la roche s'étend à une grande profondeur, l'énergie élastique de ces ondes disparaîtra effectivement de la couche de sol. Il s'agit d'une forme d'amortissement de rayonnement, et elle cause des amplitudes du mouvement plus petites à la surface libre que celles pour le cas du substratum rigide.

Prenons le cas d'une couche de sol recouvrant un demi-espace élastique de la roche

(Figure 1.7).

Si les indices de s et r se réfèrent, respectivement, au sol et à la roche, les déplacements dus à la propagation verticale des ondes S de chaque matériau peut être écrite comme suit :

$$u_s(z_s, t) = A_s e^{i(\omega t + k_s^* z_s)} + B_s e^{i(\omega t - k_s^* z_s)} \quad (1-17)$$

$$u_r(z_r, t) = A_r e^{i(\omega t + k_r^* z_r)} + B_r e^{i(\omega t - k_r^* z_r)} \quad (1-18)$$

L'effet de la surface libre, comme précédemment, exige que $A_s = B_s$, la compatibilité des déplacements et la continuité des contraintes à la limite du sol-roche exige que

$$u_s(z_s = H) = u_r(z_r = 0) \quad (1-19)$$

$$\tau_s(z_s = H) = \tau_r(z_r = 0) \quad (1-20)$$

En substituant les équations (0-21) dans l'équation (0-21) :

$$A_s (e^{ik_t^*} + e^{-ik_t^* H}) = A_r + B_r \quad (1-22)$$

A partir de l'équation (1.21) et de la définition de la contrainte de cisaillement

$$\tau = G \partial u / \partial z$$

$$A_s i G_s k_s^* (e^{ik_t^* H} - e^{-ik_t^* H}) = i G_r k_r^* (A_r - B_r) \quad (1-23)$$

Où :

$$\frac{G_s k_s^*}{G_r k_r^*} A_s (e^{ik_t^* H} - e^{-ik_t^* H}) = A_r - B_r \quad (1-24)$$

Le rapport :

$$\frac{G_s k_s^*}{G_r k_r^*} = \frac{\rho_s v_{ss}^*}{\rho_r v_{sr}^*} = \alpha_z^* \quad (1-25)$$

Où v_{ss}^* et v_{sr}^* sont les vitesses des ondes de cisaillement complexe du sol et de la roche, respectivement, et

α_z^* est le rapport de l'impédance complexe.

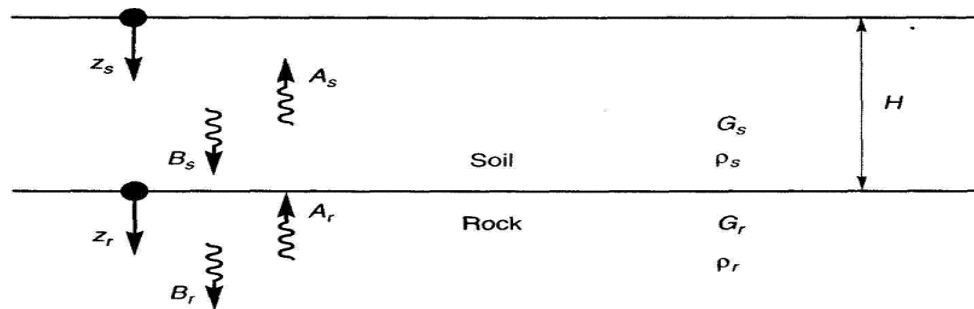


Figure 1.8 : Nomenclature dans le cas d'une couche de sol recouvrant un demi-espace élastique rocheux.

Résoudre simultanément les équations (1.21) et (1,23) :

$$A_r = \frac{1}{2} A_s [(1 + \alpha_z^*) e^{ik_t^* H} + (1 - \alpha_z^*) e^{-ik_t^* H}] \quad (1-26)$$

$$B_r = \frac{1}{2} A_s [(1 - \alpha_z^*) e^{ik_t^* H} + (1 + \alpha_z^*) e^{-ik_t^* H}] \quad (1-27)$$

Supposons qu'une onde de cisaillement se propageant verticalement d'amplitude, A , se propageait vers le haut à travers la roche. Si le sol n'était pas présent, l'effet de surface libre à l'affleurement rocheux devrait produire un mouvement de substratum rocheux affleurement rocheux d'amplitude $2A$.

Avec la présence de sol, l'amplitude du mouvement à la surface libre serait :

$$2A_s = \frac{4A}{(1 + \alpha_z^*) e^{ik_s^* H} + (1 - \alpha_z^*) e^{-ik_s^* H}} \quad (1-28)$$

Définissant la fonction de transfert, F_3 , par le rapport entre l'amplitude de surface du sol et l'amplitude de la roche affleurant.

$$F_3(\omega) = \frac{2}{(1+\alpha_z^*)e^{ik_z^*H} + (1-\alpha_z^*)e^{-ik_z^*H}} \quad (1-29)$$

Qui, à l'aide de la loi d'Euler, peut être réécrite comme

$$F_3(\omega) = \frac{1}{\cos k_z^*H + i\alpha_z^* \sin k_z^*H} = \frac{1}{\cos(\omega H/v_{zs}^*) + i\alpha_z^* \sin(\omega H/v_{zs}^*)} \quad (1-30)$$

Le module de $F_3(\omega)$ ne peut pas être exprimé dans une forme très compacte lorsque l'amortissement du sol existe. Cependant, pour illustrer l'effet important de l'élasticité du Substratum rocheux, le facteur d'amplification pour les sols non amortis peut être exprimé Comme :

$$|F_3(\omega, \xi = 0)| = \frac{1}{\sqrt{\cos^2 k_z H + \alpha_z^2 \sin^2 k_z H}} \quad (1-31)$$

On note que la résonance ne peut se produire (le dénominateur est toujours supérieur à zéro, même quand le sol est non amorti). L'effet de la rigidité du substratum rocheux, comme reflété par le rapport d'impédance, sur le comportement d'amplification est illustré à Figure 0-4 en note la similitude entre les effets d'amortissement du sol et de l'élasticité du substratum rocheux en

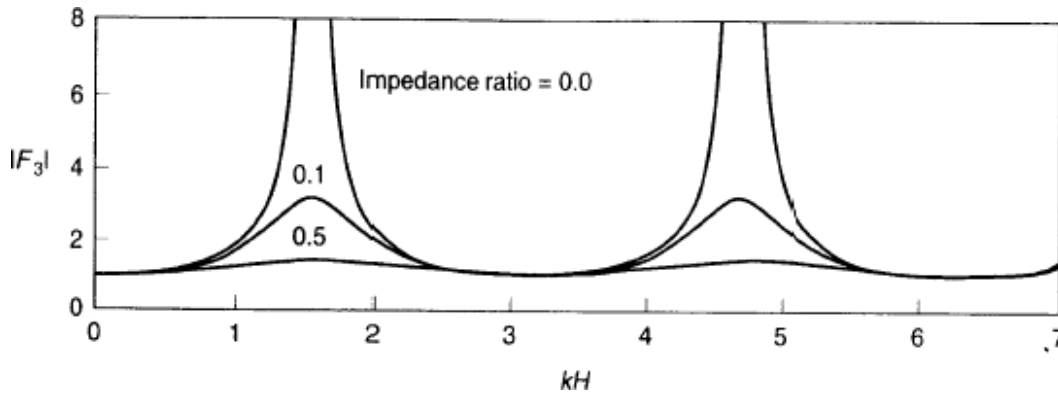


Figure 1-9 : l'effet du rapport d'impédance sur le facteur d'amplification dans le cas d'un sol non amorti

Comparant les formes des courbes de facteur d'amplification à la figure et celles de la figure (1-2)

I-9. Sol Stratifié, amorti sur une roche élastique :

Alors que les modèles de couches élastiques uniformes sont utiles pour l'illustration de l'influence des conditions du sol sur plusieurs caractéristiques du mouvement du sol, ils sont

rarement adaptés à l'analyse des problèmes concrets de la réponse du sol. Les problèmes réels de la réponse du sol sont généralement liés à des dépôts de sols ayant des couches de caractéristiques différentes de rigidité, d'amortissement et aux limites auxquelles l'énergie des ondes élastiques sera réfléchi et / ou transmise. Ces conditions exigent le développement de fonctions de transfert pour les dépôts de sol stratifiés.

Considérons un dépôt de sol composé de N couches horizontales, où la n ème couche est le substratum (figure 3.9). En supposant que chaque couche de sol se comporte comme un solide de Kelvin-Voigt, la solution de l'équation d'onde peut être exprimée sous la forme.

$$u(z, t) = A e^{t(wt + k^* z)} + B e^{i(wt - k^* z)} \quad (1-32)$$

Où A et B représentent les amplitudes des ondes se propageant, respectivement, dans les directions $-z$ (vers le haut) et $+z$ (vers le bas). La contrainte de cisaillement est alors donnée par le produit du module de cisaillement complexe G^* , et la déformation de cisaillement, alors.

$$\tau(z, t) = G^* \frac{\partial u}{\partial z} = (G + i\omega\eta) \frac{\partial u}{\partial z} = G(1 + 2i\xi) \frac{\partial u}{\partial z} \quad (1-33)$$

En introduisant un système de coordonnées local, Z , pour chaque couche, le déplacement en haut et en bas de la couche m sera

$$u_m(Z_m = 0, t) = (A_m + B_m) e^{twt} \quad (0-34)$$

$$u_m(Z_m = h_m, t) = (A_m e^{ik_m^* h_m} + B_m e^{-ik_m^* h_m}) e^{mwt} \quad (1-35)$$

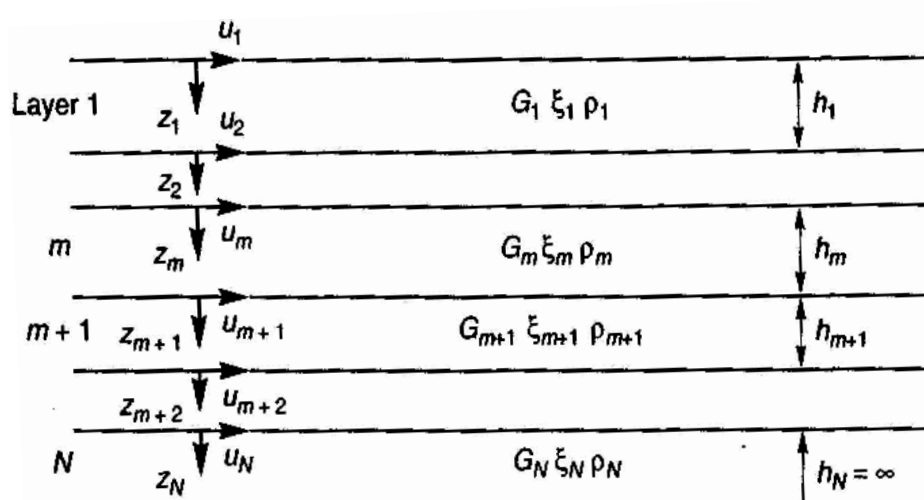


Figure 1-10 :Nomenclature d'un stratifié de sol sur un substratum élastique.

Les déplacements aux frontières des couches doivent être compatibles (par exemple, le déplacement au sommet d'une couche particulière doit être égal au déplacement dans le bas de la couche supérieure). En appliquant la condition de compatibilité à la limite entre la couche m et la couche $m+1$, qui est,

$$u_m(Z_m = h_m, t) = u_{m+1}(Z_{m+1} = 0, t) \quad (1-36)$$

$$A_{m+1} + B_{m+1} = A_m e^{ik_m^* h_m} + B_m e^{-ik_m^* h_m} \quad (1-37)$$

Les contraintes de cisaillement dans la partie supérieure et inférieure de la couche de m sont :

$$\tau_m(Z_m = 0, t) = ik_m^* G_m^* (A_m - B_m) e^{m\omega t} \quad (1-38)$$

$$\tau_m(Z_m = h_m, t) = ik_m^* G_m^* (A_m e^{ik_m^* h_m} - B_m e^{-ik_m^* h_m}) e^{t\omega t} \quad (1-39)$$

Puisque les contraintes doivent être continues aux limites de la couche,

$$\tau_m(Z_m = h_m, t) = \tau_{m+1}(Z_{m+1} = 0, t) \quad (1-40)$$

$$A_{m+1} - B_{m+1} = \frac{k_m^* G_m^*}{k_{m+1}^* G_{m+1}^*} (A_m e^{ik_m^* h_m} - B_m e^{-ik_m^* h_m}) \quad (1-41)$$

L'addition de (1-42) et (2-43) et la soustraction de (1-44) à partir de (1-45) donne les formules de récurrence

$$A_{m+1} = \frac{1}{2} A_m (1 + \alpha_m^*) e^{ik_m^* h_m} + \frac{1}{2} B_m (1 - \alpha_m^*) e^{-ik_m^* h_m} \quad (1-46)$$

$$B_{m+1} = \frac{1}{2} A_m (1 - \alpha_m^*) e^{ik_m^* h_m} + \frac{1}{2} B_m (1 + \alpha_m^*) e^{-ik_m^* h_m} \quad (1-47)$$

Où α^* , est le rapport d'impédance complexe à la limite entre les couches m et $m + 1$:

$$\alpha^* = \frac{k_m^* G_m^*}{k_{m+1}^* G_{m+1}^*} = \frac{\rho_m (v_s^*)_m}{\rho_{m+1} (v_s^*)_{m+1}} \quad (1-48)$$

À la surface du sol, la contrainte de cisaillement doit être égale à zéro, ce qui exige [de l'équation (3.33a)] que $A = B$. Si les formules de récurrence de l'équation (0-49) sont appliquées de façon répétée pour toutes les couches de 1 à m , les fonctions des amplitudes relatives entre m couche à celles de la couche 1 peut être exprimée par

$$A_m = a_m(\omega) A_1 \quad (1-50)$$

$$B_m = b_m(\omega) B_1 \quad (1-51)$$

La fonction de transfert concernant l'amplitude de déplacement de la couche i à celle de

La couche j est donnée par :

$$F_{ij}(\omega) = \frac{|u_i|}{|u_j|} = \frac{a_i(\omega) + b_i(\omega)}{a_j(\omega) + b_j(\omega)} \quad (1-52)$$

Car $u = \omega u_2$ pour les mouvements harmoniques, l'équation (1-53) décrit également l'amplification des accélérations et des vitesses de la couche i à la couche j. L'équation (1-54) indique que le mouvement dans toute la couche peut être déterminé à partir du mouvement dans toute autre couche. Par conséquent, si le mouvement, en un point quelconque dans le profil du sol est connu, il peut contribuer à déterminer le mouvement en tout autre point. Ce résultat permet à une opération très utile appelée « déconvolution » d'être effectuée.

I-10. Approximation linéaire équivalente de la réponse nonlinéaire :

Puisque la non-linéarité du comportement du sol est bien connue, l'approche linéaire doit être modifiée pour fournir une estimation raisonnable de la réponse du sol pour des problèmes pratiques. Le comportement non linéaire hystérétique de contrainte-déformation de chargement cyclique des sols peut être approché par des propriétés linéaires équivalentes du sol. Le module linéaire-équivalent de cisaillement, G , est généralement considéré comme un module de cisaillement sécant et le module linéaire-équivalent d'amortissement ξ , est le facteur d'amortissement qui produit une dissipation d'énergie égale à la valeur de l'aire de la courbe d'hystérésis. Comme l'approche linéaire exige que G et ξ soient constants pour chaque couche de sol, le problème devient celui de la détermination des valeurs qui sont compatibles avec le niveau de déformation induite dans chaque couche. Pour résoudre ce problème, une définition objective du niveau de déformation est nécessaire. Les essais en laboratoire à partir desquels les courbes de réduction du module de cisaillement et du taux d'amortissement ont été développés en utilisant un simple chargement harmonique caractérisent le niveau de déformation par l'amplitude de la déformation du cisaillement maximale.

Cependant, l'histoire de la déformation de cisaillement pour un mouvement sismique typique, est très irrégulière avec une l'amplitude maximale qui peut être approchée par quelques pics dans l'enregistrement. La figure 1.10 montre deux histoires de la déformation du cisaillement : harmonique (comme dans un test de laboratoire typique) et transitoire (comme dans un tremblement de terre typique) qui ont le même pic de déformation de cisaillement cyclique.

Evidemment, l'enregistrement harmonique représente une condition de charge plus grave que l'enregistrement transitoire, bien que leurs valeurs maximales soient identiques. Par conséquent, il est courant de caractériser le niveau de déformation de l'enregistrement transitoire en termes de déformation de cisaillement effective empiriquement trouvée qui variait entre environ 50 et 70% de la déformation de cisaillement maximale.

Toutefois, la réponse calculée n'est pas particulièrement sensible à ce pourcentage, et la déformation de cisaillement effective est souvent prise comme 65% de la déformation maximale.

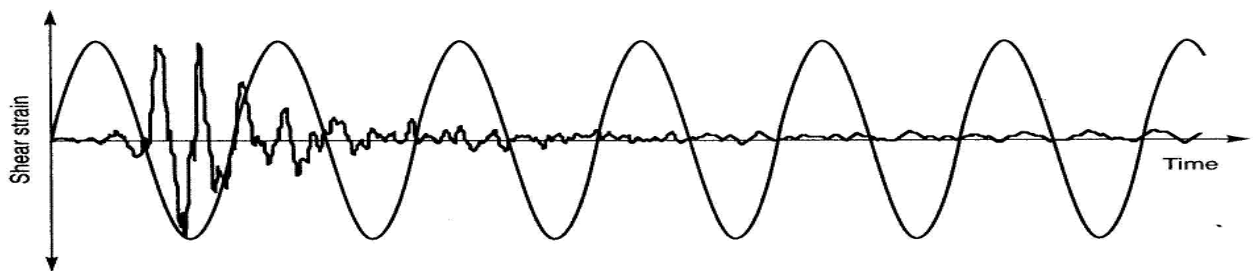


Figure 1-11 : Deux histoires de la déformation de cisaillement avec des déformations de cisaillement maximales identiques.

Comme le niveau de déformation calculée dépend des valeurs des propriétés linéaires équivalentes, une procédure itérative est nécessaire pour s'assurer que les propriétés utilisées dans l'analyse sont compatibles avec les niveaux de déformation calculée dans toutes les couches. Se

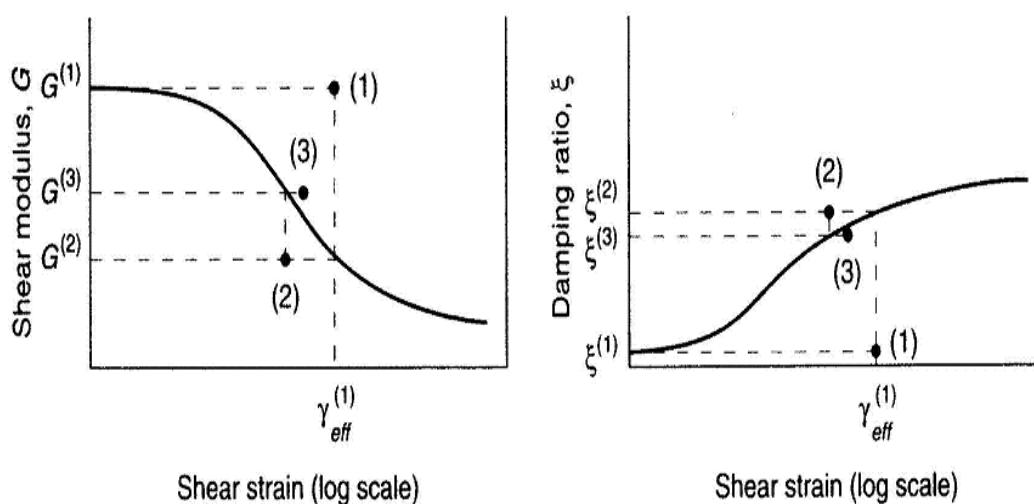


Figure 1-12 : Itération vers le module de cisaillement et facteur d'amortissement compatible pour l'analyse linéaire équivalente

Référant à la figure (1.11), la procédure itérative fonctionne comme suit: Les premières estimations de \mathbf{G} et γ sont faites pour chaque couche. Les valeurs estimées initialement correspondent généralement au même niveau de la déformation ; des valeurs faibles de déformations sont souvent utilisées pour l'estimation initiale.

Les valeurs de \mathbf{G} et γ estimées, sont utilisées pour calculer la réponse du sol, y compris l'histoire de la déformation de cisaillement pour chaque couche. La déformation de cisaillement

effective dans chaque couche est déterminée à partir de la déformation de cisaillement maximale dans l'histoire de la déformation de cisaillement calculée. Pour la couche j

$$\gamma_{\text{eff } j}^{(i)} = R_{\gamma} \gamma_{\text{max } j}^{(i)} \quad (1-55)$$

Où l'indice supérieur se rapporte au nombre d'itérations et R_{γ} est le rapport entre la déformation de cisaillement effective et la déformation de cisaillement maximale. R_{γ} dépend de la magnitude des séismes (Idriss et Sun, 1992) [75] et peut être estimé à partir de :

$$R = \frac{M-1}{10} \quad (1-56)$$

A partir de cette déformation de cisaillement effective, de nouvelles valeurs équivalentes linéaires, $\mathbf{G}^{(i+1)}$ et $\xi^{(i+1)}$ sont choisies pour la prochaine itération.

Les étapes 2 à 4 sont répétées jusqu'à ce que les différences entre les valeurs du module de cisaillement calculé et le taux d'amortissement de deux itérations successives soient inférieures à la valeur prédéterminée dans toutes les couches. Même si la convergence n'est pas absolument garantie, les différences de moins de 5 à 10% sont généralement obtenues dans trois à cinq itérations (Schnabel et al., 1972). [76]

Même si le processus d'itération vers les propriétés de sol de déformation compatible permet l'approximation de comportement non linéaire des sols, il est important de se rappeler que la méthode de la réponse complexe est encore une méthode d'analyse linéaire. Les propriétés des sols de déformation compatible sont constantes pendant toute la durée du tremblement de terre, indépendamment du fait que les déformations, à un moment donné, soient petites ou grandes. La méthode est incapable de représenter l'évolution de la rigidité du sol qui se produit pendant le tremblement de terre. L'approche linéaire équivalente de réponse unidimensionnelle de sol d'un des sites stratifiés a été codée dans un code de calcul utilisé souvent appelé SHAKE (Schnabel et al., 1972).

I-11. La déconvolution :

Parce que l'approche équivalente linéaire utilise une analyse linéaire, la réponse à n'importe quel point peut être liée à la réponse à tout autre point. Bien que les fonctions de transfert développées précédemment relient le calcul des mouvements de la surface libre au mouvement du substratum rocheux, les fonctions de transfert relatives aux mouvements à d'autres profondeurs peuvent également être obtenues sans difficulté. Un problème important d'intérêt pratique implique le calcul du mouvement de substratum rocheux à partir du mouvement connu de la surface libre. Ce processus, connu sous le nom de déconvolution, est particulièrement utile dans l'interprétation des mouvements du sol réels enregistrés à la surface des dépôts de sol.

Bien que la déconvolution d'un système linéaire élastique devrait théoriquement produire une solution unique, des difficultés pratiques se posent souvent. Certaines peuvent être de nature numérique, en particulier lorsque les itérations vers les propriétés de sol de déformations compatibles sont nécessaires (ROESSET, 1977) et les niveaux de déformation sont grands. D'autres sont associées à des limitations de l'exactitude de l'hypothèse que tous les résultats du mouvement de la propagation d'ondes de cisaillement sont verticaux. Silva (1988) a constaté qu'environ 75% de la puissance (87% de l'amplitude) dans un mouvement de la surface libre peut être attribuée à la propagation verticale d'ondes de cisaillement à des fréquences jusqu'à 15 Hz, le reste étant attribué aux ondes dispersées et aux ondes de surface. Silva a proposé une procédure de déconvolution basée sur l'utilisation d'un mouvement de surface préfiltré et les itérations vers les propriétés de déformation compatibles en utilisant 87% de l'amplitude de mouvement d'entrée avant déconvolution en utilisant l'amplitude du mouvement de la surface libre filtré complètement (100%). La déconvolution doit être effectuée avec beaucoup de soin et le caractère raisonnable de n'importe quel mouvement déconvolué doit être évalué soigneusement.

I-12. Approche non linéaire :

Bien que l'approche linéaire équivalente et le calcul pratique aient fourni des résultats raisonnables pour de nombreux problèmes pratiques, il en reste un : l'approximation du véritable processus non linéaire de la réponse sismique. Une autre approche consiste à analyser la réponse non linéaire réelle d'un dépôt de sol à l'aide d'intégration numérique directe dans le domaine temporel.

En intégrant l'équation du mouvement dans les petits pas de temps, on peut utiliser n'importe quel modèle de contrainte-déformation linéaire ou non linéaire, ou modèle constitutif avancé. Au début de chaque pas de temps, la relation contrainte-déformation est utilisée pour obtenir les

propriétés des sols appropriés à utiliser dans ce pas de temps. Par cette méthode, une relation contrainte-déformation non linéaire inélastique peut être progressivement suivie d'une série de petites étapes linéaires. Un certain nombre de techniques peuvent être utilisées pour intégrer les équations du mouvement. Parmi celles-ci, la technique explicite des différences finies est plus facile à expliquer.

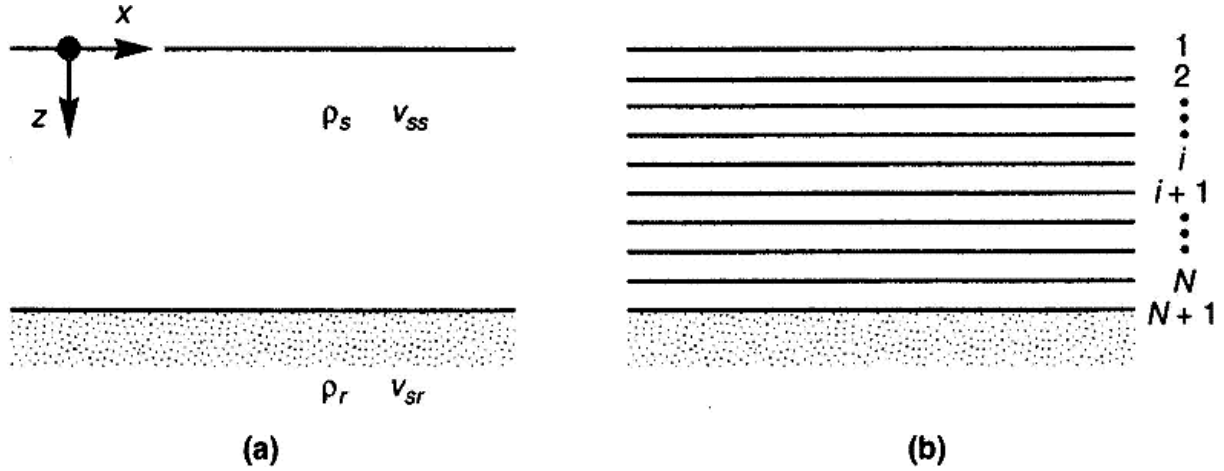


Figure 1-13 : Nomenclature pour un dépôt de sol homogène d'étendue latérale infinie recouvrant le substratum rocheux ; (b) discrétisation du dépôt de sol en N sous-couches.

Considérons le dépôt de sol de l'étendue latérale infinie de la figure 7.12a. Si la couche de sol est soumise à un mouvement horizontal au niveau du substratum rocheux, la réponse sera régie par l'équation du mouvement.

$$\frac{\partial \tau}{\partial z} = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \rho \frac{\partial u}{\partial t} \quad (1-57)$$

Pour introduire la méthode explicite des différences finies, considérons la fonction $f(x)$ illustrée à la figure 3.13.

La première dérivée de

$$\frac{df(x)}{dx} = \lim_{\Delta x \rightarrow 0} \frac{f(x+\Delta x) - f(x)}{\Delta x} \quad (1-58)$$

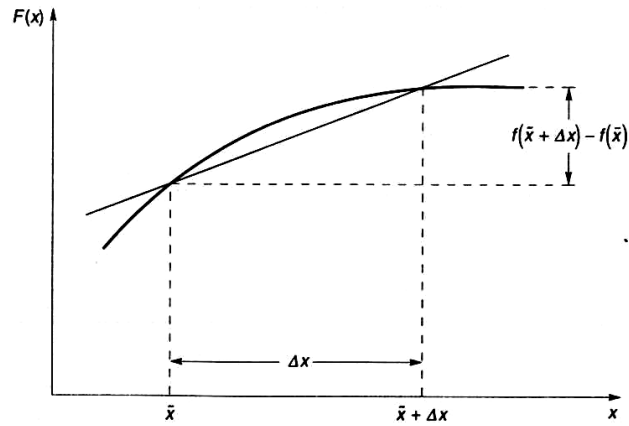


Figure 1-14 : Approximation de la différence avancée de $f'(\tilde{x})$ est donnée par la pente de ligne passant par la fonction à $x = \tilde{x}$ et $x = \tilde{x} + \Delta x$

Une approximation raisonnable de la première dérivée peut être faite en supprimant la restriction de la limite et en utilisant une valeur faible mais finie de Δx . De cette façon, l'expression de l'équation (1-59) est appelée l'approximation de la différence avancée de $df(\tilde{x})/dx$.

Figure 1-5 montre que la différence avancée fournit en fait une meilleure approximation de la dérivée à $x = \tilde{x} + \Delta x/2$ que pour $x = \tilde{x}$

En divisant la couche de sol en N sous-couches d'épaisseur, Δz (figure 1.12b), et en procédant à travers le temps par de petits incréments de temps de longueur, Δt , la notation

$U_{i,t} = (z = i\Delta z, t)$ Peut être utilisée pour écrire finie des approximations de différence pour

Les dérivées :

$$\frac{\partial \tau}{\partial z} = \frac{\tau_{i+1,t} - \tau_{i,t}}{\Delta z} \quad (1-60)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{u_{i,t+\Delta t} - u_{i,t}}{\Delta t} \quad (1-61)$$

La substitution des équations (1.41) dans l'équation du mouvement permet à cette équation différentielle d'être approché par l'équation explicite des différences finies

$$\frac{\tau_{i+1,t} - \tau_{i,t}}{\Delta z} = \rho \frac{u_{i,t+\Delta t} - u_{i,t}}{\Delta t} \quad (1-62)$$

La résolution pour i, t $u + \Delta t$ donne

$$\dot{u}_{i,t+\Delta t} = \dot{u}_{i,t} + \frac{\Delta t}{\rho \Delta z} (\tau_{i+1,t} - \tau_{i,t}) \quad (1-63)$$

L'équation (1.43) montre simplement comment les conditions au temps t , peuvent être utilisées pour déterminer les conditions au temps, $t + \Delta t$. En utilisant l'équation (1.43) pour tous les i , le profil de vitesse peut être déterminé au temps $t + \Delta t$. L'utilisation des vitesses calculées à la fin de chaque pas de temps comme vitesses initiales pour l'étape la prochaine, l'application répétée de l'équation (1.43) permet à l'équation du mouvement d'être intégrée dans une série de petits pas de temps.

Cependant, comme pour tout problème d'intégration, les conditions aux limites doivent être respectées. Comme la surface du sol est une surface libre, $\tau = 0$, alors

$$\dot{u}_{1,t+\Delta t} = \dot{u}_{1,t} + \frac{\Delta t}{\rho \Delta z} \tau_{2,t} \quad (1-64)$$

La condition limite au fond du dépôt de sol dépend de la nature de la roche sous-jacente. Si le substratum est rigide, sa vitesse de la particule, $\mathbf{U}_b(t) = \dot{\mathbf{U}}_{N+1,t}$ peut être spécifiée directement en tant que mouvement d'entrée. Si le substratum est élastique, la continuité des contraintes exige que la contrainte de cisaillement au fond de la couche de sol, doit être égale à la contrainte de cisaillement au toit du substratum r,t τ Ainsi,

$$\dot{u}_{N+1,t+\Delta t} = \dot{u}_{N+1,t} + \frac{\Delta t}{\rho \Delta z} (\tau_{r,t} - \tau_{N,t}) \quad (1-65)$$

Si une onde incidente se propage vers le haut à travers la roche à la vitesse des particules $U_r(t)$ à la limite du substratum, la contrainte de cisaillement à la limite est approchée (Joyner et Chen, 1975) [79] par la relation suivante :

$$\tau_{r,t} \approx \rho_r v_{sr} (2u_r(t + \Delta t) - u_{N+1,t+\Delta t}) \quad (1-66)$$

La substitution de l'équation (1.46) dans l'équation (1.45) et la résolution

$$\text{Donnent : } \dot{u}_{N+1,t+\Delta t} = \dot{u}_{N+1,t} + \frac{\Delta t}{\rho \Delta z} (\tau_{r,t} - \tau_{N,t}) \quad (1-67)$$

Une fois les conditions aux limites établies, on procède aux calculs d'intégration à partir du bas ($i = N + 1$) jusqu'au sommet ($i = 1$) du dépôt de sol dans chaque pas de temps, et étape par étape dans le temps. Cependant, le calcul de la vitesse à la fin de chaque pas de temps, nécessite la connaissance de la contrainte de cisaillement dans cet intervalle de temps.

Si le dépôt de sol est initialement au repos, alors, $\dot{\mathbf{U}}_{i,t=0} = \mathbf{0}$ pour tous les i . Lorsque le mouvement d'entrée, sous forme de $U_b(t)$ (substratum rigide) ou $\dot{U}_{r(t)}$ (substratum élastique), donne une certaine vitesse à la base du dépôt de sol, $N+1$ u +, va prendre une valeur différente de zéro. Dans les étapes ultérieures du temps, $\dot{u}_N, \dot{u}_{N-1}, \dot{u}_{N-2}, \dots$ prendront des valeurs différentes de zéro à mesure que le

dépôt de sol se déplace en réponse au mouvement d'entrée. Le déplacement supplémentaire dans chaque pas de temps est donné par :

$$\Delta u_{i,t} = u_{i,t} \Delta t \quad (1-68)$$

La somme des déplacements différentiels permet au déplacement total, $i,t u$, d'être déterminé au début de chaque pas de temps. La déformation du cisaillement dans chaque sous-couche est donnée par

$$\gamma_{i,t} = \frac{\partial u_{i,t}}{\partial z} \approx \frac{u_{i+1,t} - u_{i,t}}{\Delta z} \quad (1-69)$$

Si le sol est supposé élastique linéaire, la contrainte de cisaillement ne dépend que de la déformation de cisaillement réelle, (I.E., $I, T I I, T T = G\Gamma$). Cependant, si le sol est non linéaire et non élastique, la contrainte de cisaillement dépend de la déformation actuelle de cisaillement et de l'histoire de contrainte-déformation. Dans ce cas, le cisaillement calculé, $i, t \gamma$, et la relation contrainte-déformation cyclique (ou modèle constitutif avancé) sont utilisées pour déterminer la contrainte de cisaillement correspondante, $i, t \tau$. Le processus d'intégration peut être résumé comme suit :

1. Au début de chaque pas de temps, la vitesse des particules, $i, t u$, et le déplacement total, $i,t u$, sont connus à chaque limite de couche.
2. Le profil de déplacement des particules est utilisé pour déterminer la déformation de cisaillement, $i, t \tau$, dans chaque couche.
3. La relation contrainte-déformation est utilisée pour déterminer la contrainte de cisaillement, $i,t \tau$, dans chaque couche. La courbe contrainte-déformation peut être linéaire ou non linéaire.

Si le comportement de sol est supposé inélastique non linéaire, les inversions de la contrainte sont contrôlées et prises en compte (par exemple, par application des critères de MASING) dans chaque couche.

4. Le mouvement d'entrée est utilisé pour déterminer le mouvement de la base de la couche de sol à l'instant $t + \Delta t$.
5. Le mouvement à la limite de chaque couche au temps $t + \Delta t$ est calculé, du bas vers le haut.

Le processus est ensuite répété à l'étape 1 pour calculer la réponse dans le prochain pas de temps.

I-13. Comparaison des analyses unidimensionnels de la réponse du sol :

Bien que les méthodes équivalente-linéaire et non linéaire soient toutes deux utilisées pour résoudre les problèmes des analyses unidimensionnelles de la réponse du sol, leurs formulations et les hypothèses sous-jacentes sont très différentes. Par conséquent, il est raisonnable de s'attendre à trouver quelques différences dans leurs résultats.

Les résultats des analyses des réponses du sol selon les deux méthodes ont été comparés à maintes occasions, par exemple : (JOYNER et CHEN, 1975) [79]; (MARTIN et de SEED 1978) [80];

(DIKMEN et GHABOUSSI, 1984) [81] et ont abouti aux conclusions générales suivantes :

1. La linéarité inhérente à l'analyse équivalente-linéaire peut conduire à des résonances parasites (C'est à dire, les niveaux élevés d'amplification qui résultent de la coïncidence d'une forte composante du mouvement d'entrée à l'une des fréquences naturelles du dépôt de sol linéaire équivalent). Puisque la rigidité d'un sol non-linéaire change au cours d'un séisme, des niveaux élevés d'amplification ne se développeront pas dans le site.
2. L'utilisation de la déformation de cisaillement effective dans une analyse linéaire équivalente peut conduire à un système excessivement mou et sur amorti lorsque la déformation maximale du cisaillement est beaucoup plus grande que le reste des déformations de cisaillement, ou à un système infra-mou et sou amorti lorsque l'amplitude de la déformation de cisaillement est presque uniforme.
3. Les analyses linéaires équivalentes peuvent être beaucoup plus efficaces que des analyses non linéaires, en particulier lorsque le mouvement d'entrée peut être caractérisé avec une précision acceptable par un petit nombre de termes dans une série de Fourier. Par exemple, la plupart des tremblements de terre contiennent relativement peu d'énergie des ondes élastiques à des fréquences supérieures à 15 ou 20 Hz. Par conséquent, la réponse peut généralement être calculée avec une précision raisonnable en ne considérant que les fréquences en dessous de 15 à 20 Hz (ou plus bas, dans certains cas). Comme la puissance, la vitesse et l'accessibilité des ordinateurs ont augmenté ces dernières années ; la signification pratique de différences dans l'efficacité des analyses unidimensionnelles de la réponse du sol a diminué considérablement.
4. Les méthodes non linéaires peuvent être formulées en termes de contraintes effectives pour permettre une modélisation de la génération, la redistribution, et la dissipation des éventuels excédents de pressions interstitielles pendant et après les secousses sismiques. Les méthodes linéaires équivalentes n'ont pas cette capacité.

5. Les méthodes non linéaires nécessitent une relation contrainte-déformation fiable ou modèle constitutif. Les paramètres qui décrivent ces modèles ne sont pas aussi bien établis que ceux du modèle linéaire équivalent. Un champ important de programmes et de tests de laboratoire peut être nécessaire pour évaluer les paramètres du modèle non linéaire.

6. Les différences entre les résultats des analyses équivalentes-linéaires et non linéaires dépendent du degré de non-linéarité dans la réponse du sol réel. Pour les problèmes où les niveaux de déformation restent faibles (profils de sols rigides et / ou de mouvements d'entrée relativement faibles), les deux analyses peuvent produire des estimations raisonnables de la réponse du sol. Pour des problèmes impliquant des niveaux de déformation élevés, en particulier les problèmes dans lesquels les contraintes de cisaillement induit approchent la résistance au cisaillement du sol, des analyses non linéaires sont susceptibles de fournir des résultats raisonnables.

I-14. En résumé :

Les deux techniques : linéaire-équivalentes et non linéaire technique ont été utilisés avec succès pour l'analyse unidimensionnelle de la réponse du sol. L'utilisation et l'interprétation de chacune exige une connaissance de leurs hypothèses sous-jacentes, la compréhension de leur fonctionnement, et la reconnaissance de leurs limites. On ne peut pas les considérées comme rigoureuse mathématiquement et précise, mais leur exactitude n'est pas incompatible avec la variabilité des conditions du sol, de l'incertitude dans les propriétés du sol, et la dispersion des données expérimentales sur lesquelles un bon nombre de leurs paramètres d'entrée sont fondées.

I-15. Conclusion :

En raison de l'importance des effets de sites, et leur nocivité sur les structures (amplification, contenu fréquentiel, durée) ; une bonne évaluation des effets de sites est toujours recherchée par les ingénieurs. Dans ce chapitre nous avons vu plusieurs approches permettant l'estimation des effets de sites. La méthode linéaire équivalente reste parmi les méthodes les plus utilisée et qui représente un bon compromis entre le coût et la précision.

Les scientifiques de leur part essaient toujours d'améliorer la prise en compte des effets de site dans les codes et les règlements parasismique, par des coefficient simples et interprétables. Néanmoins chaque code adopte des définitions et des valeurs différentes selon l'aléa sismique national et le type de construction.

Dans le chapitre suivant nous allons voir un aperçu sur quelques codes parasismique et comment l'effet de site local est pris en compte dans chacun d'eux.

Chapitre II

**Aperçu sur les règles
parasismiques**

**RPA99, RPS2002, EC8,
Turque2007**

Introduction :

Dans le chapitre précédent, nous avons vu les principes de bases et les différents paramètres de l'effet de sites et l'impact du site d'assise sur le mouvement sismique.

Dans ce chapitre nous exposons quatre règles parasismiques et les conditions de site utiliser dans la méthode statique équivalente (MSE), la méthode d'analyse spectrale modale (MMS).

Dans la région méditerranéenne, nous pouvons citer les règles Parasismiques Algériennes (RPA), Marocaines (RPS), Turquie et Eurocode (EC : espace européen).

A la fin de ce chapitre, une étude critique théorique et technique est menée afin de déceler la nature des paramètres, leurs intervalles et les valeurs utilisées, et ce, pour les deux méthodes : (MSE) et (MMS).

La comparaison est effectuée entre la MSE et la MMS d'une part et entre les quatre règles (RPA, RPS, EC8 et Turquie) d'autre part.

II-1. Règles parasismiques algérienne (R.P.A 99 version2003) :

La réponse sismique des structures peut être définis. En fonction de la donnée disponible les méthodes d'analyse sismique des structures peuvent être classées en trois grands groupes :

(a) méthode statique équivalente, (b) méthode des spectres de réponse et (c) Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes. Alors que la méthode temporelle est applicable aussi bien pour les systèmes linéaires que pour les systèmes non linéaires, les deux autres sont essentiellement limitées aux systèmes élastiques, bien que dans certains cas elles peuvent être étendues au domaine non linéaire moyennant certaines techniques appropriées.

II-1.1. Méthode statique équivalent :**II-1.1.1. Conditions d'application :**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan (voir section II.5) du RPA [17] et avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et a 30m en zones III.
- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes (Figure. II.1) :

- ✓ Zone I : tous groupes.
- ✓ Zone II : groupe d'usage 3 groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux

ou 23m. Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m. Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

- ✓ Zone III : groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- ✓ Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- ✓ Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

II-1.1.2.1. Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

II-1.13. Modélisation :

- a) Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.
- b) La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- c) Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \times W \quad (2-1)$$

A : coefficient d'accélération de zone, donne par (tableau II-1)

Suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

Q : facteur de qualité (tableau II-5)

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de

Correction d'amortissement (ε) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0S \\ 2.5\eta (T_2/3)^{\frac{2}{3}} (3/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0S \end{cases} \quad (2-1)$$

T : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par (tableau II-2)

Le facteur D est par ailleurs donné sous forme graphique (Fig. II.2) pour un amortissement

$\varepsilon = 5\%$

II-1.2. Méthode modale spectrale :

II-1.2.1. Condition d'application :

a) 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.

b) La méthode d'analyse dynamique par ACCELOGRAMMES peut être utilisée au cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

II-1.2.2.1. Principe :

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

II-1.2.3. Modélisation :

a) Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.

b) Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

- c) Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.
- d) La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.
- e) Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).
- f) Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

II-1.2.4. Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant

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

A : coefficient d'accélération de zone (tableauII-1)

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

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad (0-3)$$

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableauII-2)

ξ : pourcentage d'amortissement critique (tableauII-3)

R : coefficient de comportement de la structure tableau (II-4)

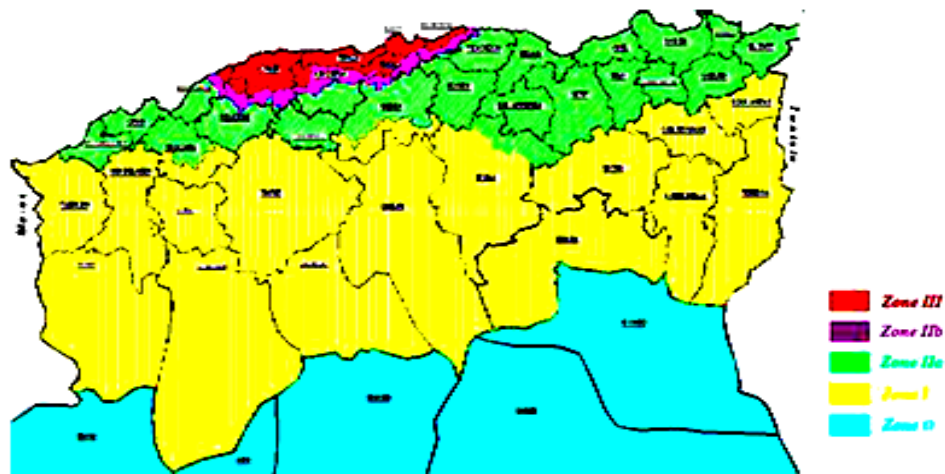
**Figure 2.1** Carte de zonage sismique de l'Algérie

Tableau-II.1 Coefficient d'accélération de Zone A

Group	Zone			
	I	II a	II b	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau-II.2. Valeurs de T 1 et T 2

Site	S1	S2	S3	S4
T1 (sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T2 (sec)	0.30	0.40	0.50	0.70

ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Quand $\xi=5\%$ on a $\eta=1$

Tableau-II.3 la Valeurs de ε (%).

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé/Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

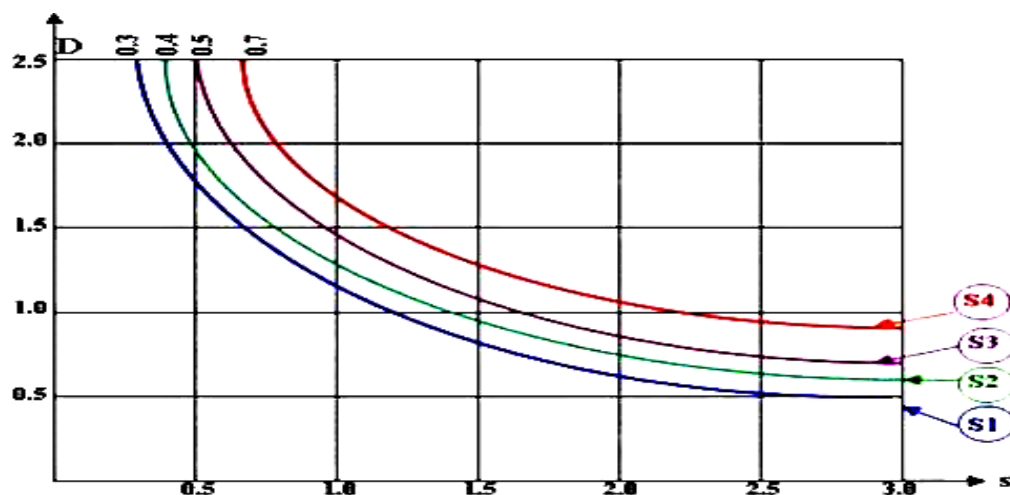


Figure 2.2 : la Variation du facteur d'amplification dynamique (D) avec la période (s).

« Si » représente le type de site.

R : Coefficient de comportement global de la structure (tableau II-4.)

Sa valeur unique est donnée par le (tableau II-4.) En fonction du système de contreventement tel qu'en défini. En cas d'utilisation de système de contreventement différents dans les deux directions considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient R la valeur la plus petite

Tableau-II.4 Valeurs du Coefficient de comportement R

Description du système de contreventement	Valeur de R
Béton armé :	
Portiques autostables sans remplissage en maçonnerie rigide	5
Portiques autostables avec remplissage en maçonnerie rigide	3.5
Voiles porteurs	3.5
Noyau	3.5
Mixte portiques/Voiles avec interaction	5
Portiques contreventés par des voiles	4
Console verticale à masse réparties	2
Pendule inverse	
Acier :	
Portiques autostables ductiles	6
Portiques autostables ordinaires	4
Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
Mixte portiques/palées triangulées en X	5
Mixte portiques/palées triangulées en V	4
Portiques en console vertical	
Maçonnerie :	2
Maçonnerie porteuse chaînée	2.5

Autres systèmes :	
Ossature métallique contreventée par diaphragme	2
Ossature métallique contreventée par noyau en béton armé	3
Ossature métallique contreventée par voiles en béton armé	3.5
Ossature métallique avec contreventement mixte comportant un noyau en béton armé et palées ou portiques métalliques en façade	4
Système comportant des transparences (étages souples)	2

II-1.3. Q : Facteur de qualité :

Dans la détermination de la valeur de Q, il y a lieu de tenir compte que les irrégularités en plan et en élévation ont déjà été prises en charge par le modèle. Par ailleurs, en cas d'analyse tridimensionnelle il y a lieu de prendre comme valeur de Q la plus pénalisante, des valeurs calculées suivant les deux directions orthogonales de référence.

L'action sismique doit être appliquée dans toutes les directions jugées déterminantes pour le calcul des forces sismiques ainsi que les directions qui leur sont perpendiculaires, compte tenu de la configuration en plan de la structure. Pour les structures ayant leurs éléments de contreventement distribués le long de deux directions orthogonales, ces deux directions sont à retenir comme directions d'excitation.

-Q : facteur de qualité de la structure en fonction de :

- ✓ La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- ✓ La régularité en plan et en élévation

La qualité du contrôle La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum 5 P_q \quad (2-4)$$

Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au tableau II.5

Tableau- II.5 valeurs des pénalités pq

Critère q	Pq	
	Observé	N/observe
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05
2. Redondance en plan	0	0.05
3. Régularité en plan	0	0.05
4. Régularité en élévation	0	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10

II-1.4. Les critères de qualité "q" à vérifier sont :**II-1.4.1. Conditions minimales sur les files de contreventement :**

Système de portiques : chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.

Système de voiles : chaque file de voiles doit comporter à tous les niveaux, au moins un (01) trumeau ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 0,67 ou bien deux (02) trumeaux ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 1,0. Ces trumeaux doivent s'élever sur toute la hauteur de l'étage et ne doivent avoir aucune ouverture ou perforation qui puisse réduire de manière significative leur résistance ou leur rigidité.

II-1.4.2. Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

II-1.4.3. Régularité en plan :

Le Bâtiment est classée régulière en plan, si tous les critères de régularité en plan (a1 à a4) sont respectés. Par contre, il est classé irrégulier en plan si l'un de ces critères n'est pas satisfait.

a1. Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

a2. A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

a3. La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4 (Figure II.3)

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction. (Figure II.1.3)

a4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan.

Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

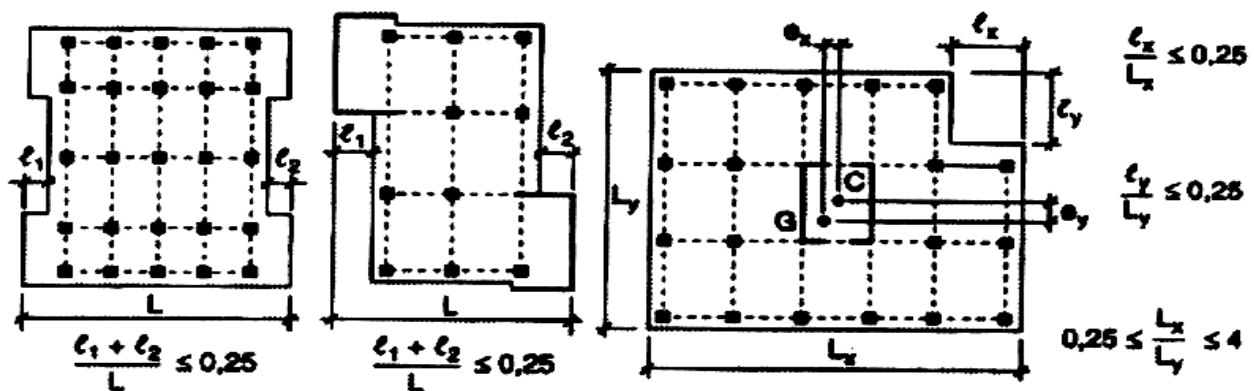


Figure .2.3 Limites des décrochements en plan

II-1.4.4. Régularité en élévation :

Un bâtiment est classée régulière en élévation si tous les critères de régularité en élévation (b1 à b4) sont respectés. Par contre, il est classé irrégulier en élévation si l'une de ces critères n'est pas satisfait.

b1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

b2. Aussi bien la raideur. Que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.

b3. Le rapport masse sur rigidité de deux niveaux successifs ne doit pas varier de plus de 25% dans chaque direction de calcul

b4. Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

au dernier niveau, les éléments d'ouvrage, tels que buanderies, salle de machines d'ascenseurs etc. pourront ne pas respecter les règles b 3 et b 4 et être calculés conformément aux prescriptions relatives aux éléments secondaires D'une manière générale, se reporter aux schémas illustratifs ci-après (Figure. II.1.4))

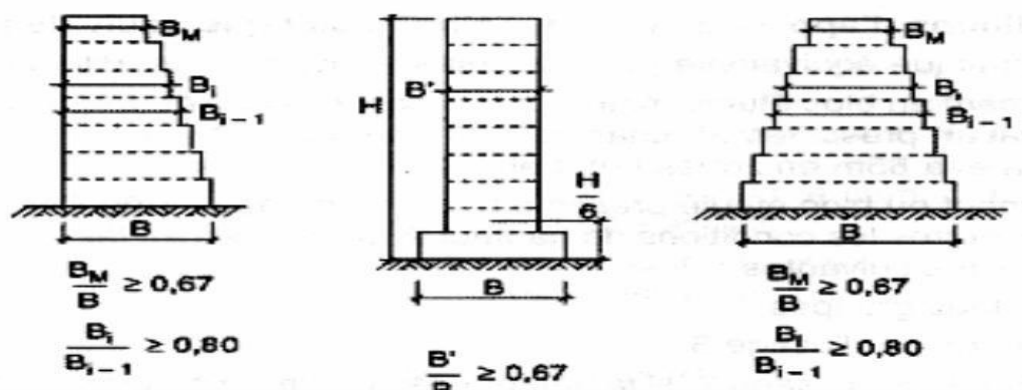


Figure.2.4 Limite de décrochements en élévation

Un bâtiment est classé régulier s'il est à la fois régulier en plan et en élévation.

II-1.4.5. Contrôle de la qualité des matériaux :

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise.

II-1.4.6. Contrôle de la qualité de l'exécution :

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

II-1.5. Combinaison d'action (RPA99/2003) :

A état limite ultime (ELU) : $1.35G+1.5Q$

A état limite service (ELS) : $G+Q$

Combinaisons accidentelles :

$G+Q+EX$	$G+Q+1.2EX$	$0.8G+EX$
$G+Q+EY$	$G+Q+1.2EY$	$0.8G+EY$
$G+Q-EX$	$G+Q-1.2EX$	$0.8G-EX$
$G+Q-EY$	$G+Q-1.2EY$	$0.8G-EY$

II-1.6. Calcul poids total de la structure (W):

W : poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau(i) :

$$W = \sum W_i^{etage} \text{ Tel que : } W_i^{etage} = W_{G_i} + W_{Q_i} \quad (\text{II. 1.6})$$

W_i^{etage} : Le poids concentré au niveau du centre de masse du plancher i.

W_{G_i} : Poids dû aux charges permanentes (Plancher i).

W_{Q_i} : Surcharge d'exploitation (Plancher i).

A: Coefficient donné par (tableau II -1)

Tableau-II.6 Valeurs du coefficient de pondération β

Cas	Type d'ouvrage	B
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.20
2	Bâtiments recevant du public temporairement :	
	- Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec Places de bout.	0.30
	-salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places Assises	0.40
3	Entrepôts, hangars	0.50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1.00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

II-1.7. Nombre de modes à considérer :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales,

le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être Tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de lamasse totale de la structure.

45- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0.2 \text{ s}$$

Avec :

N : nombre de niveaux au-dessus du sol

T_K : la période du mode K

II-1.7.1. Combinaison des réponses modales :

Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i , T_j et d'amortissement considérées comme indépendantes si le rapport $r = T_i / T_j$ ($T_i \leq T_j$) vérifie :

$$r \leq 10 / (10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}) \quad (2-5)$$

Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2} \quad (2-6)$$

E : effet de l'action sismique considéré

E_i : Valeur modale de E selon le mode « i »

K : nombre de modes retenus

Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes ; E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$\sqrt{(|E_1| + |E_2|)} + \sum_{i=3}^K E_i^2 \quad (2-7)$$

II-1.7.2. Résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$S_i V_{dyn} > 0.80 V_{stat_i}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse

(forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V/V_t$.

II-1.7.3. Effet de la torsion accidentelle :

Quand il est procédé à une analyse par modèles plans dans les deux directions orthogonales Les effets de la torsion accidentelle d'axe vertical sont à prendre en compte, en effet, l'augmentation de l'effort tranchant provoqué par la torsion d'axe vertical due à l'excentricité entre le centre de gravité et le centre de rigidité doit être prise en compte. Les efforts tranchants négatifs dus à la torsion devront être négligés.

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- -5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être Prise en considération de part et d'autre du centre de torsion)
- Excentricité théorique résultant des plans.

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique Calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

II-2. Règlement de constructions parasismiques (R.P.S 2002):

II-2.1. Méthode statique équivalente :

II-2.1.1. Condition d'application :

a)

- b) L'approche statique équivalente, adoptée par le présent règlement, est requise dans les conditions suivantes :
- c) Le bâtiment doit être régulier conformément aux critères définis dans les structures sont classée en deux catégories ; structures régulières et structures irrégulières.
- d) La hauteur du bâtiment n'excède pas 60 mètres à période fondamentale ne dépasse pas 2 secondes.
- e) La limitation du domaine d'application à une hauteur de 60 metre due à l'importance des modes supérieurs de vibration pour les longues périodes liées aux structures élevées.

II-2.1.2.1. Principe :

L'approche statique équivalente a comme principe de base de substituer aux efforts dynamiques développés dans une structure par le mouvement sismique du sol, des sollicitations statiques calculées à partir d'un système de forces, dans la direction du séisme, et dont les effets sont censés équivaloir à ceux de l'action sismique.

II-2.1.3. Modélisation :

- La force statique résultante équivalente est donnée par une expression forfaitaire qui relie, d'une façon quantitative, les paramètres de mouvement du sol, les propriétés physiques dynamiques du bâtiment et son usage principal. Elle agit à la base du bâtiment et elle est supposée répartie sur sa hauteur depuis sa base où elle est nulle jusqu'au sommet.
- La structure étant soumise à ces forces statiques équivalentes, on est alors ramené à un calcul de contreventement s'effectuant par les méthodes usuelles de calcul des structures.
- Le dimensionnement des éléments structuraux est ensuite effectué en utilisant les règlements de béton armé ou de construction métallique en vigueur.

II.2.1.4. Calcul de la force sismique totale :

Les forces sismiques horizontales agissant sur les masses de la structure sont représentées par la force équivalente de cisaillement à la base agissant dans la direction du calcul.

La force sismique latérale équivalente représentant la réponse élastique V :

$$V = \frac{A \cdot S \cdot D \cdot L \cdot W}{K} \quad (2-8)$$

A : le coefficient d'accélération de zones donné dans (tableau II-1)

S : le coefficient du site donné par tableau II-2.

D : le facteur d'amplification dynamique donnée par le spectre d'amplification dynamique ou le tableau II-4.

I : le coefficient de priorité donné dans tableau II-6

K : le facteur de comportement donné dans tableau II-2.7

W : la charge prise en poids de la structure.

II-2.2. Méthode spectrale modale :

Si les conditions de régularité ou de hauteur d'une structure exigées par l'approche statique équivalente ne sont pas satisfaites, il est admis d'utiliser une approche dynamique pour l'analyse de l'action sismique.

II-2.2.2.1. Principe :

La réponse maximale de la structure au moyen de spectres de réponse adaptés au site de la construction.

- a) Un calcul direct en fonction du temps par l'utilisation d'accélérogrammes adaptés au site de la construction.
- b) La valeur de l'effort latéral sismique V servant au calcul ne doit pas être inférieure à 0.90 fois la valeur obtenue par l'approche statique équivalente.

II-2.2.3. Modélisation :

- a) La structure est analysée au moyen d'un modèle spatial, en général, qui puisse tenir compte des couplages des degrés de liberté et des propriétés dynamiques réelles de la structure.
- b) Si la structure possède deux directions orthogonales, sans couplage entre les degrés de liberté horizontaux et verticaux, elle peut être analysée au moyen de deux modèles plans séparés, chacun suivant une direction orthogonale.
- c) Pour déterminer les forces d'inertie agissant à chaque niveau de la structure, celle-ci peut être modélisée par un système élastique où les masses sont concentrées à chaque niveau.

II-2.2.4. Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$S_{ad}(T, \varepsilon) = \begin{cases} 2.5\eta Ag \cdot S & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta Ag \cdot S \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 < T \leq 3.0s \\ 2.5\eta Ag \cdot S \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (2-9)$$

g : accélération de la pesanteur $=9.81 \text{ m/s}^2$ S : le coefficient du site tableau II-2

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site tableau II-2.3

η : facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \quad (0-10)$$

ξ : pourcentage d'amortissement critique.

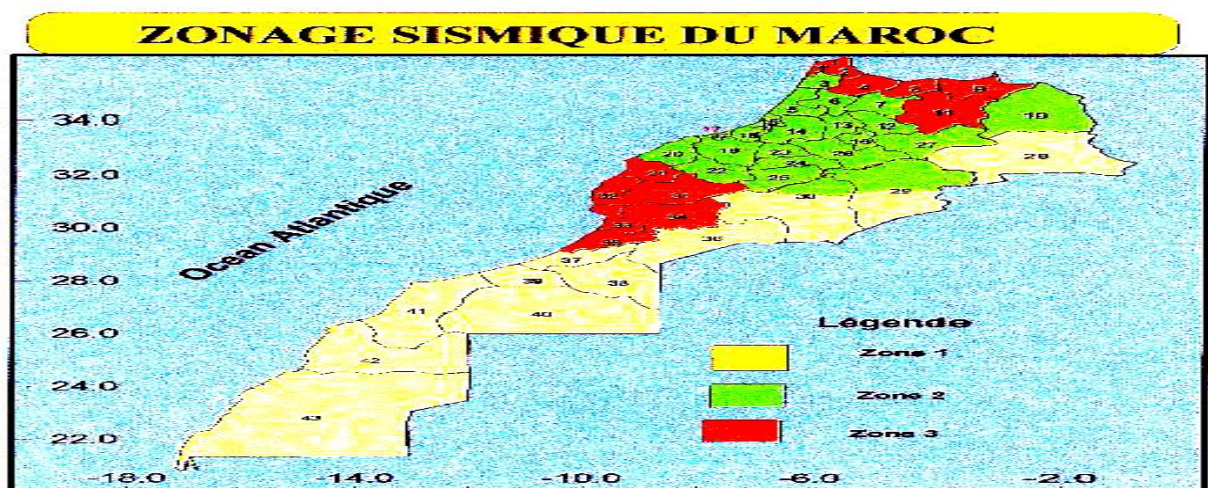


Figure 2.5 Zonage sismique du Maroc

Tableau II.7 Tableau coefficient d'accélération (Probabilité 10% en 50ans).

Zones	$A=A_{\max}/g$
Zone1	0.07
Zone2	0.10
Zone3	0.16

Chaque type de site correspond un coefficient d'influence donné dans (Tableau II -1)

Tableau-II.8 Type et coefficient de site

Site	Nature (Type de site)	Coefficient
S1	Rocher toute profondeur Sols fermes épaisseur <15 m	1
S2	Sols fermes épaisseur >15 m Sols moyennement ferme épaisseur <15 m Sols Mous épaisseur <10 m	1,2
S3	Sols moyennement ferme épaisseur >15 m Sols Mous épaisseur >10 m	1,5

II-2.3. Facteur d'amplification :

a) Les spectres de calcul définis pour un coefficient d'amortissement égal à 5 % pour les trois types de sites préconisés par le présent règlement sont représentés dans (figure II-2) Chaque spectre est constitué de trois branches définies par les expressions analytiques illustrées dans (tableau II- 4)

La courbe représentant le spectre de calcul est constante dans la plage des périodes inférieures à la période de transition T_c et décroît au-delà de cette période. Pour les sites S1 et S2 la courbe décroît linéairement entre T_c et $T = 1$ sec. et continue à décroître avec un exposant égal à $\beta = 2/3$ pour les périodes supérieures à l'unité. Pour le site S3, après la plage, le courbe décroît avec le coefficient $\beta = 2/3$

Les valeurs de T_c pour les différents sites sont données dans (tableau II-2) T_c dépend des paramètres suivants : le contenu fréquentiel du mouvement, le rapport entre la durée du mouvement et la période fondamentale de la structure, la probabilité choisie du dépassement.

Tableau-II.9 Période de transition T_c

Site	S1	S2	S3
T_c	0,4	0,6	1

b) Alors que l'accélération nominale identifie le niveau du risque sismique, le facteur d'amplification qualifie le comportement de la structure en fonction de sa période de vibration. Il est représenté par l'ordonnée du spectre de calcul. Ses valeurs sont données dans (tableau II -3) pour les trois types de site et pour T allant jusqu'à 2 secondes.

Tableau II.10 : facteur d'amplification dynamique

Période T	0	0.4	0.6	1.0	2.0
SITE	S1	D = 2.5	D = -1.9T+3.26		D = 1.36 / (T) ^{2/3}
	S2	D = 2.5		D = -1.8 T+ 3. 58	D = 1.78 / (T) ^{2/3}
	S3	D = 2			D = 2 / (T) ^{2/3}

Tableau-II.11 facteurs d'amplification dynamique

Période T(s)	Site 1	Site 2	Site3
≤0,4	2,5	2,5	2
0,5	2,31	2,5	2
0,6	2,12	2,5	2
0,7	1,93	2,31	2
0,8	1,74	2,12	2
0,9	1,55	1,93	2
1	1,36	1,74	2
1,1	1,28	1,67	1,88
1,2	1,20	1,58	1,77
1,3	1,14	1,49	1,68
1,4	1,09	1,42	1,60
1,5	1,04	1,36	1,53
1,6	0,99	1,30	1,46

Le spectre présenté dans la figure II.2.2 est utilisé pour le calcul de l'effort sismique relatif à chaque mode de vibration considéré.

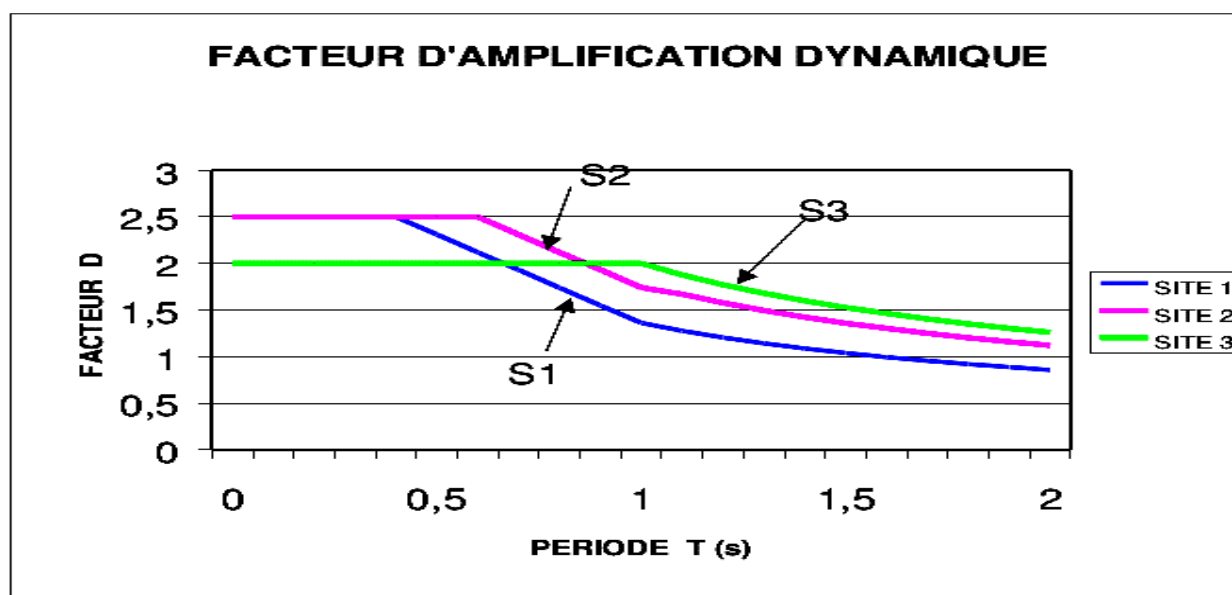


Figure 2.6 Facteur d'amplification dynamique

I: le coefficient de priorité donné dans (tableau II 0-4)

Tableau-II.12 : Coefficient de Priorité (I)

Classe de constructions	Coefficient I
Classe I : important ce vitale	1,3
Classe II : les bâtiments courants à usage d'habitation, de Bureaux ou commercial	1,0

K : le facteur de comportement donné dans (tableau II.5).

Tableau II.13: Facteur de Comportement (K)

Système de contreventement	ND1	ND2	ND3
Portique	2	3.5	5
Murs et Refends	2	3	4
Refends (mur porteur)	1.4	2.1	2.8

II-2.4. Exigence et niveaux requis de ductilité :

Le système structural de tout bâtiment conçu pour résister aux efforts sismiques doit présenter une ductilité suffisante au cours du séisme. Trois niveaux de ductilité sont définis selon le comportement requis de la structure. Chaque niveau traduit la capacité de la structure à dissiper l'énergie provenant du séisme.

II-2.4.1 Niveau 1 de ductilité (ND1) : Structures peu ductiles :

Ce niveau de ductilité correspond aux structures dont la réponse sismique doit évoluer essentiellement dans le domaine élastique et pour lesquelles le règlement n'exige pas de prescriptions spéciales.

II-2.4.4. Niveau 2 de ductilité (ND2) : Structures a ductiles moyenne :

Ce niveau est relié aux structures pour lesquelles on adopte des dispositions spécifiques leur permettant de travailler dans le domaine inélastique au cours du mouvement sismique avec une protection raisonnable contre toute rupture prématurée.

II-2.4.3. Niveau 3 de ductilité (ND3) : Structures de grande ductile :

Ces structures sont appelées à avoir une grande capacité de dissipation d'énergie, un certain nombre de prescription et dispositions techniques est exigé afin de minimiser la probabilité de rupture prématurée et de détérioration de résistance.

II-2.5. Combinaison d'action (RPS2002) :

A état limite ultime (ELU) :

$$1.35G + 1.5Q$$

A état limite service (ELS) :

$$G + Q$$

Combinaisons accidentelles :

$$\begin{cases} G + 0.2Q + EX + 0.3EY \\ G + 0.2Q + EX + 0.3EY \\ G + 0.2Q - EX + 0.3EY \\ G + 0.2Q - EX + 0.3EY \end{cases} \quad \begin{cases} G + 0.2Q + 0.3EX + EY \\ G + 0.2Q - 0.3EX + EY \\ G + 0.2Q + 0.3EX - EY \\ G + 0.2Q - 0.3EX - EY \end{cases}$$

II-2.6. la charge prise en poids de la structure (w)

La charge W de la structure correspond à la totalité des charges permanentes G et une fraction q des charges d'exploitation Q en fonction de la nature des charges et leur durée.

$$\text{On prend : } W = G + \Psi Q \quad (\text{II. 2.11})$$

Le coefficient Ψ est donné au (tableau 0-6).

Tableau –II.14 : Le coefficient Ψ

Nature des surcharges	Coefficient Ψ
1/Bâtiments à usage d'habitation et administratif.....	0.20
2/Bâtiments d'utilisation périodique par le public tels que salles d'exposition, salles des fêtes	0.30
3/Bâtiments d'utilisation tels que restaurants, salles de classe.....	0.40
4/ Bâtiments dont la charge d'exploitation est de longue durée tels qu'entrepôts, bibliothèque, silos et réservoirs...	1.00

II-2.6.1. Répartition verticale de la force sismique :

La force sismique latérale totale V doit être répartie sur la hauteur de la structure de la manière suivante :

Une partie F_t de la force V est affectée au sommet du bâtiment ; le reste ($V-F_t$) doit être répartie sur tous les niveaux y compris le dernier niveau selon la formule suivante :

$$\begin{cases} F_t = 0 & \text{si } T \leq 0.7s \\ F_t = 0.07TV & \text{si } T > 0.7s \end{cases}$$

$$F_n = (V - F_t) (w_n h_n / \sum (w_i h_i)) \quad (\text{II.12})$$

i : varie de 1 à n

Où:

F_n : est la force horizontale de calcul, appliquée au niveau n .

W_n : est la charge totale au niveau n .

h_n : est la hauteur du niveau considéré à partir du sol.

T : période fondamentale de la structure

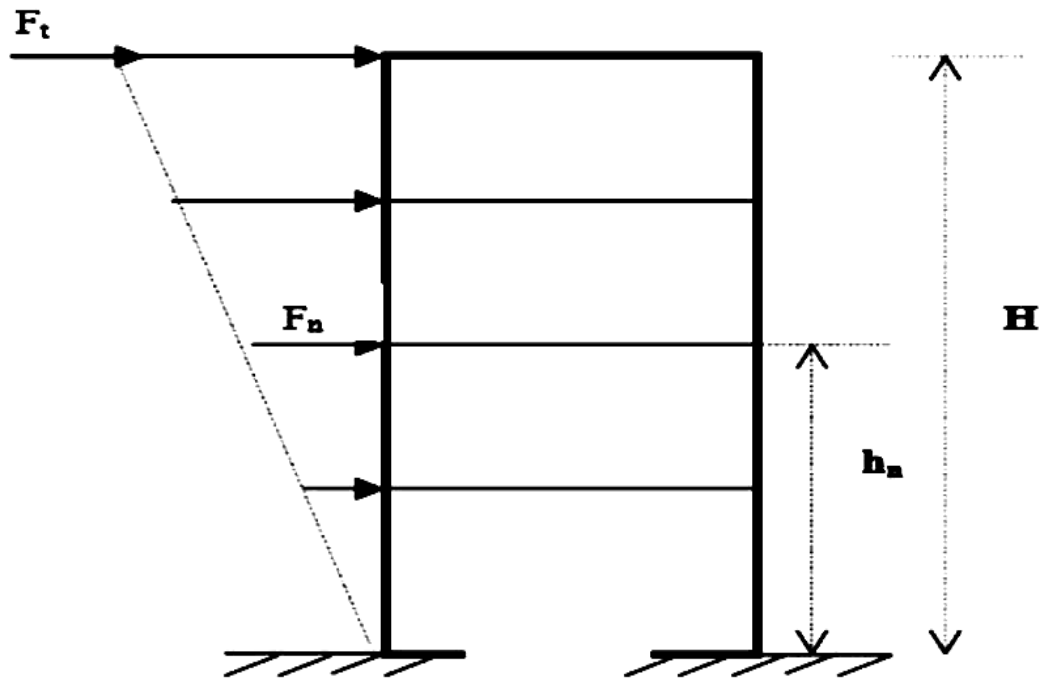


Figure 2.7 Répartition verticale des forces sismiques

II-2.6.2. Evaluation de la période fondamentale :

La période fondamentale de vibration T , caractérisant la masse et la rigidité de la structure, peut être évaluée par : un calcul dynamique précis ou la méthode de Rayleigh.

Des formules empiriques peuvent être utilisées sous certaines conditions.

La valeur de la période fondamentale de vibration T peut être déterminée par les formules forfaitaire suivantes :

Ossature en portique en béton armé ou en charpente en acier

$$T = 0.075 * H^{3/4} \quad (2-11)$$

Pour les autres structures : $T = 0.09 H / L^{0.5} \quad (2-12)$

H : est la hauteur d'étages du bâtiment.

Où, H et L exprimés en mètre, sont respectivement la hauteur totale du bâtiment et la longueur du mur ou de l'ossature qui constitue le principal système de contreventement, dans la direction de l'action sismique.

Si le principal système de résistance aux forces latérales n'a pas de longueur bien définie, désigne la dimension du bâtiment dans la direction parallèle à l'action sismique de calcul.

D'autres méthodes de calcul de la période, telles que celles des alinéas a) et b) se basant sur une représentation de la structure tenant compte de ses propriétés physiques peuvent être utilisées sous réserve que la valeur de l'effort sismique V ne soit pas inférieure à 0.80 fois la valeur obtenue à l'aide de la période calculée. Pour les bâtiments assimilés à des consoles :

$$T = 1.8(mH/EL) \quad (\text{II.15})$$

Où :

M : est la masse par unité de longueur du bâtiment, H : la hauteur totale et EI : la rigidité flexionnelle.

c) Pour les bâtiments en portiques :

$$T = 2N(N+1)/(M/K)^{0.5} \quad (2-13)$$

N : est le nombre d'étages

M et $k = K_P + K_R$ est respectivement la masse et la rigidité par niveau (Figure II.3).

K_P : est la rigidité littérale du portique donnée par l'expression suivante :

$$K_P = 12 \cdot \sum \cdot (Ec \cdot IC) / h^3 (L + 2\lambda) \quad (2-14)$$

$$\lambda = L \cdot \sum \cdot Ic / h \cdot \sum \cdot Ip$$

\sum du nombre de travées

K_P : La rigidité latérale d'un panneau de remplissage donnée par l'expression suivante :

$$k_r = 0.045 \cdot m \cdot (Er \cdot e \cdot \cos^2 \alpha) \quad (2-15)$$

Avec :

m : nombre de travée

Er : module d'élasticité

e : épaisseur du panneau

α : est l'angle de la diagonale avec l'horizontale du panneau

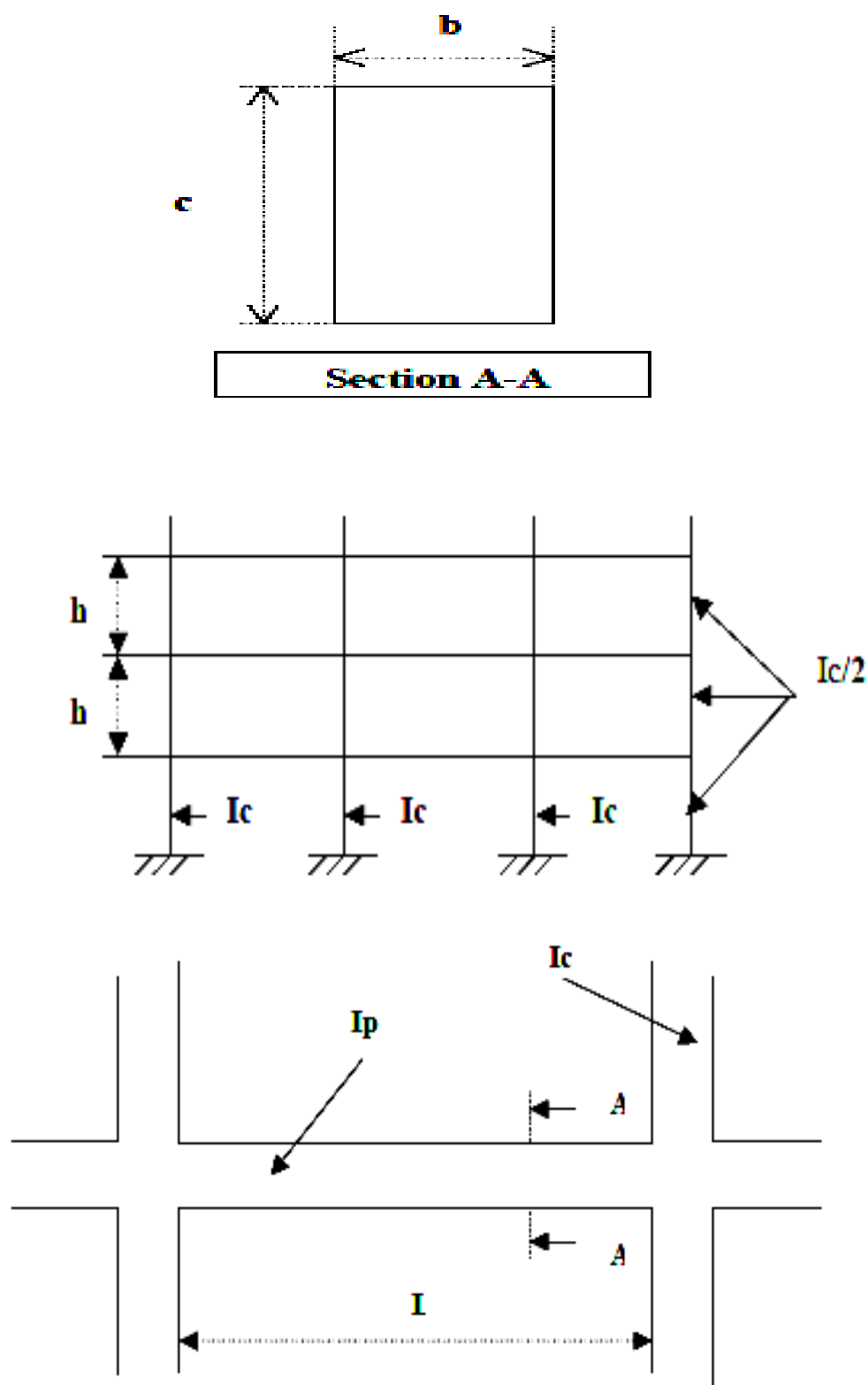


Figure.2.8 : Poutres-poteau

II.3. Règles de constructions parasismiques TURQUE2007 :

II-3.1. Méthode statique équivalent :

II-3.1.1. Condition d'application :

Les systèmes structurels de niveau de ductilité nominale sans murs structuraux ne peuvent être construits dans la troisième et quatrième zones sismiques dans les conditions suivantes :

Les bâtiments en béton armé peuvent être construits à la condition que $H_N \leq 13\text{m}$.

À l'exclusion des systèmes en béton armé et bâtiments en acier composés uniquement de cadres de niveau de ductilité nominale sont autorisés à être construits à la condition que $H_N \leq 25\text{m}$.

II-3.1.2.1. Principe :

Charge sismique équivalente totale (cisaillement de base), V_t , agissant sur l'ensemble du bâtiment la direction du séisme considérée

II-3.1.3. Modélisation :

Dans la modélisation basée sur l'évaluation et la conception en fonction de la déformation, ci-dessous (a) et (b) :

Dans l'évaluation des bâtiments existants en fonction de la déformation, du béton et de (a) l'acier d'armature, (b) Dans l'évaluation et la conception de nouveaux bâtiments en fonction de la déformation, le béton, l'acier d'armature et l'acier de construction sont utilisés.

II-3.1.4. Calcul de la force sismique totale :

$$V_t = \frac{W A(T_1)}{R_a(T_1)} \geq +0.10 A_0 I W \quad (2-16)$$

A_0 : coefficient d'accélération (tableau II.1)

W : poids total du bâtiment

T_1 : période de vibration (tableau II.3)

I : facteur d'importance du bâtiment (tableau II.2)

R_a : facteur de comportement (tableau II.4)

A : coefficient d'accélération de spectre

II-3.2. Méthode spectrale modale

II-3.2.1. Condition d'application

Dans cette méthode, les efforts internes maximaux et les déplacements sont déterminés par la combinaison statistique des contributions maximales obtenues de chacun des nombres de modes de vibration naturels considérés.

II-3.2.2.1 Principe :

Le facteur d'accélération spectrale $A(T)$, qui est la base de détermination des charges sismiques, L'accélération élastique spectrale $S_{ae}(T)$, qui est la base du spectre d'accélération élastique spécifié pour un amortissement de 5 %, est obtenue en multipliant le coefficient d'accélération spectrale avec la gravité g ,

II-3.2.3. Modélisation :

Les systèmes porteurs du bâtiment seront toujours modélisés en trois dimensions.

L'effet sismique dans deux directions horizontales perpendiculaires sera toujours pris en compte. Le taux d'amortissement doit être pris égal à 5%, sauf indication contraire. Les règles de modélisation données ici sont également applicables pour les cas de charges non sismiques.

II-3.2.4. Spectre de réponse de calcul :

L'ordonnée du spectre d'accélération réduite à l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

Prendre en compte dans toute même vibration le mode

$$S_{ae} = (0.4 + 0.6 \frac{T}{T_A}) S_{DS} \quad (0 \leq T \leq T_A)$$

$$S_{ae}(T) = S_{DS} \quad T_A \leq T \leq T_B \quad (2-17)$$

$$S_{ae}(T) = \frac{S_{D1}}{T} \quad (T_B \leq T \leq T_L)$$

$$S_{ae}(T) = \frac{S_{D1} T_L}{T^2} \quad (T_L \leq T)$$

Ici, S_{DS} et S_{D1} sont les coefficients spectraux d'accélération. Les périodes caractéristiques du spectre, T_A et T_B , apparaissant dans l'équation sont spécifiées dans le tableau II.3)

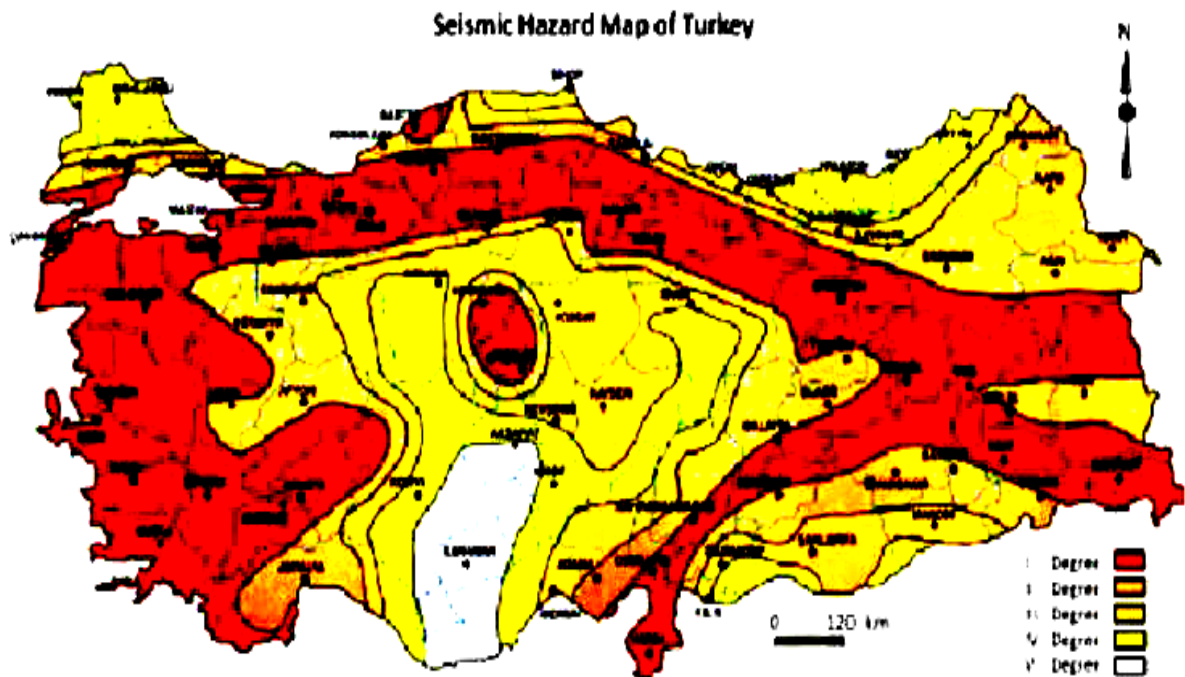


Figure.2.9 : Zonage sismique de la TURQUE

II-3.3. Coefficient d'accélération au sol efficace :

Le coefficient d'accélération au sol effectif A_0 ,

Tableau-II.15 : coefficient d'accélération au sol efficace (A_0)

Zone sismique	A_0
1	0.40
2	0.30
3	0.20
4	0.10

II-3.3.1. Facteur d'importance du bâtiment :

Le facteur importance du bâtiment, I , est spécifié dans Le tableau (II.16).

Tableau-II.16 : Facteur d'importance du bâtiment (I)

But de l'occupation ou du type de building	Facteur d'importance (I)
<p>1. Les bâtiments doivent être utilisés après tremblement de terre et bâtiments contenant des matières dangereuses :</p> <p>Bâtiments nécessaires pour être utilisés immédiatement après le tremblement de terre (Hôpitaux, dispensaires, services de santé, bâtiments de lutte contre les incendies et installations, PTT et autres installations de télécommunication, les stations et les terminaux, les installations de production et de distribution d'électricité ; gouvernorat, les bâtiments administratifs des comtés et des municipalités, stations d'aide et de planification d'urgence).</p> <p>Bâtiments contenant ou stockant toxiques, explosifs et inflammables</p> <p>Matériaux, etc.</p>	1.5
<p>2. Les bâtiments occupés à long terme et à long terme et bâtiments préservant des biens de valeur</p> <p>a) Écoles, autres bâtiments et installations éducatives, dortoirs et auberges, casernes militaires, prisons, etc.</p> <p>b) Musées</p>	1.4
<p>3. Bâtiments occupés intensivement mais à court terme.</p> <p>Installations sportives, cinéma, salles de théâtre et de concert, etc.</p>	1.2
<p>4. Autres bâtiments</p> <p>Bâtiments autres que les bâtiments définis ci-dessus. (Résidentiel et bureau bâtiments, hôtels, structures industrielles semblables à des bâtiments, etc.)</p>	1.0

II-3.4. Nombre suffisant de modes de vibration à prendre en compte :

Nombre suffisant de modes de vibration, Y , à prendre en compte dans l'analyse est déterminée selon le critère selon lequel la somme des participations effectives masses calculées pour chaque mode dans chacun des séismes latéraux x et y donnés les directions perpendiculaires entre elles ne doivent en aucun cas être inférieures à 90 % du total masse de construction.

$$\sum_{n=1}^Y M_{xn} = \sum_{n=1}^Y \frac{L^2_{xn}}{M_n} \geq 0.90 \sum_{i=1}^N m_i$$

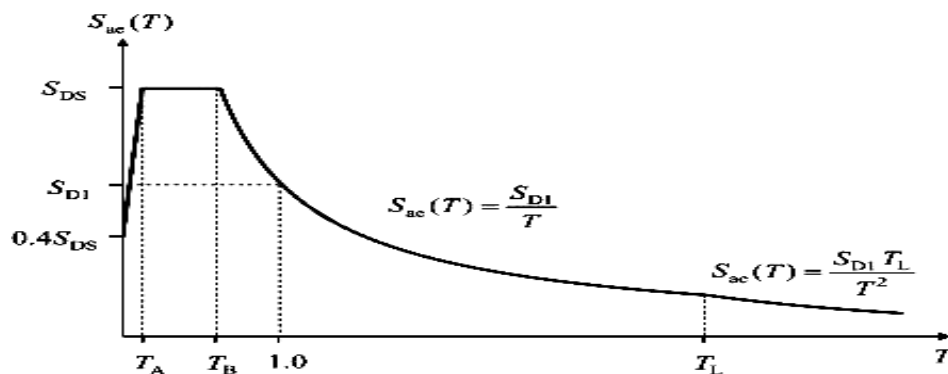
$$\sum_{n=1}^Y M_{yn} = \sum_{n=1}^Y \frac{L^2_{yn}}{M_n} \geq 0.90 \sum_{i=1}^N m_i \quad (2-18)$$

Tableau-II.17 : Périodes caractéristiques du spectre (TA, TB)

Classe de site local Selon le tableau 6.2	TA (seconde)	TB (seconde)
Z1	0.10	0.30
Z2	0.15	0.40
Z3	0.15	0.60
Z4	0.20	0.90

II-3.5. Spectre d'accélération de conception spéciale :

Dans les cas requis, le spectre élastique d'accélération peut être déterminé par enquêtes en tenant compte des conditions sismiques et des sites locaux. Toutefois spectral coefficients d'accélération correspondant aux coordonnées du spectre d'accélération ainsi obtenus ne doit en aucun cas être inférieur à caractéristiques pertinentes spécifiées au tableau (II.17)

**Figure 2.10** : Spectre d'accélération de conception spéciale

II-3.6. Réduction des charges sismiques élastiques : Facteur de réduction de charge sismique :

Afin d'examiner le comportement non linéaire spécifique du système structural tremblement de terre, charges sismiques élastiques à déterminer en termes d'accélération spectrale le coefficient est divisé en réduction de charge sismique ci-dessous définie Facteur à rendre compte. Facteur de

réduction de la charge sismique, enter mes de facteur de comportement du système 0 structurel, R , définie dans le tableau II.3.4 pour divers systèmes structurels, et la période de vibration naturelle T .

$$R_a(T) = 1.5 + (R - 1.5R_a)T/T_A \quad (U \leq I \leq I_A) \\ R_a(T) = R \quad (T \geq T_A) \quad (0-19)$$

II-3.6.1. Conditions générales des niveaux de ductilité des systèmes structurels :

Définitions et exigences à remplir pour les systèmes structurels de niveau de ductilité et systèmes structuraux de niveau de ductilité nominale dont la structure Les facteurs de comportement du système.

Dans les systèmes structuraux désignés comme étant un niveau élevé de ductilité au tableau II.3.5, les niveaux de ductilité doivent être élevés dans les deux directions latérales du tremblement de terre. Des systèmes qui ont un niveau élevé ou combiné de ductilité dans une direction sismique et nominale niveau de ductilité dans la direction perpendiculaire du tremblement de terre sont considérés comme structurel systèmes de ductilité nominale dans les deux sens.

Dans la première et les deuxièmes zones sismiques :

- À l'exception du point (b) ci-après, les systèmes structurels de haut niveau de ductilité sont utilisés pour les bâtiments en béton armé avec des systèmes structuraux composés uniquement de cadres.
- Dans les bâtiments en béton armé avec facteur d'importance de construction $I=1,2$ et $I=1,0$ selon le tableau II.3.4, les systèmes structuraux composés de cadres de ductilité nominale niveau ne peut être construit à la condition que $H_N \leq 16m$.
- Dans tous les bâtiments présentant un facteur d'importance de construction de $I=1,5$ et $I=1,4$ selon Tableau II.3.4, systèmes structuraux de haut niveau de ductilité ou systèmes structuraux le niveau de ductilité.

Tableau-II.18 : Facteur de comportement du système structurel (R)

Système structurel du bâtiment	Systèmes de Nominal Ductilité Niveau	Systèmes de haute Ductilité Niveau
1) Béton armé sur place bâtiments		
(1.1) Bâtiments dans lesquels les charges sismiques sont entièrement résistées par cadres.....	4	8
(1.2) Bâtiments dans lesquels les charges sismiques sont entièrement résistées par murs porteurs couplés.....	4	7
(1.3) Bâtiments dans lesquels les charges sismiques sont entièrement résistées par des murs porteurs pleins.....	4	6
(1.4) Bâtiments dans lesquels les charges sismiques sont résistées conjointement par ossatures et murs porteurs pleins et/ou couplées	4	7
2) Béton préfabriqué renforcé bâtiments		
(2.1) Bâtiments dans lesquels les charges sismiques sont entièrement résistées par cadres avec connections câbles de transfert de moment Cyclique.....	3	7
(2.2) Bâtiments a un étage dans lesquels les charges sismiques sont entièrement résistées par des colonnes avec des connections supérieure Articulées.....	-	3
(2.3) Bâtiments préfabriqué avec assemblages à charnières dans lequel les charges sismiques sont entièrement résistées par des préfabriqués ou murs Structuraux solides coulés sur place et/ou couplés murs structurels.....	-	3
(2.4) Bâtiments dans lesquels les charges sismiques sont résistées conjointement par des cadres avec des connections capables de moment cyclique transfert et coulé sur place solide et/ou structurel couplé des murs.....	3	6

Tableau-II.19 : Bâtiments pour lesquels une charge sismique équivalente la méthode est applicable

Zone sismique	Type de bâtiment	Hauteur totale Limite
1,2	Bâtiments dans lesquels le coefficient d'irrégularité en torsion Satisfait à la condition $\eta_{bi} \leq 2.0$ à chaque étage	$H_N \leq 25m$
1,2	Bâtiments dans lesquels le coefficient d'irrégularité en torsion satisfait à la condition $\eta_{bi} \leq 2.0$ à chaque étage et à en même temps sans irrégularité de type B2	$H_N \leq 40m$
3,4	Tous les bâtiments	$H_N \leq 40m$

II-3.7. Combinaison de contributions modales :

Règles à appliquer pour la combinaison statistique des maximums non simultanés contributions des grandeurs de réponse calculées pour chaque mode de vibration, comme le cisaillement de base, le cisaillement de l'étage, les composantes de la force interne, le déplacement et la dérive de l'étage, sont spécifiés dans les suivants à condition qu'ils soient appliqués indépendamment pour chaque réponse quantité :

✓ Dans les cas où les périodes propres de deux modes de vibration quelconques avec $T_{mse} < T_{dyn}$ satisfont toujours la condition $T_{mse} / T_{dyn} < 0,80$, règle de la racine carrée de la somme des carrés (SRSS) peut être appliqué pour la combinaison des contributions modales maximales.

✓ Dans les cas où la condition donnée ci-dessus n'est pas satisfaite, Compléter la règle de combinaison quadratique (CQC) doit être appliquée pour la combinaison de maximum contributions modales. Dans le calcul des coefficients de corrélation croisée à utiliser dans l'application de la règle, les facteurs d'amortissement modaux doivent être pris à 5 % pour tous les modes

II-3.8. Combinaison d'action (Code Turquie2007) :

A état limite ultime (ELU)

$$1.35G + 1.5Q$$

A état limite service (ELS)

$$G + Q$$

Combinaisons accidentelles :

$$\begin{cases} G + Q + EX + 0.3EY \\ G + Q - EX + 0.3EY \\ G + Q + EX - 0.3EY \\ G + Q - EX - 0.3EY \end{cases} \quad \begin{cases} G + 0.75Q + 0.75EX \\ G + 0.75Q - 0.75EX \\ G + 0.75Q + 0.75EY \\ G + 0.75Q - 0.75EY \end{cases} \quad \begin{cases} G + 0.7EX \\ G - 0.7EX \\ G + 0.7EY \\ G - 0.7EY \end{cases}$$

II-3.9. Limites inférieures des quantités de réponse :

Dans le cas où le rapport du cisaillement de base dans la direction donnée du séisme, V_{tB} , qui est obtenu par combinaison modale selon II-3.2.5, au cisaillement de base, V_t (voir règlement turque), obtenu par la méthode statique équivalente (voir règlement turque) de charge sismique équivalente dans la méthode est inférieur à la en dessous de la valeur donnée de β ($V_{tB} < \beta V_t$), toutes les grandeurs de force interne et de déplacement déterminé par la méthode de superposition

de modes doit être amplifié conformément à Équation suivante : $B_D = \frac{\beta_{vt}}{v_{tB}} B_B$ (2-20)

Tableau-II.20 : Facteur de participation à la charge en direct (N)

Objectif d'occupation du bâtiment	N
Dépôt, entrepôt, etc.	0.80
École, dortoir, installations portive, cinéma, théâtre, salle de concert, parking, restaurant, boutique, etc.	0.60
Résidence, bureau, hôtel, hôpital, etc.	0.30

II-4. Règles de constructions parasismiques Euro code 8 :

II-4.1. Méthode statique équivalent

II-4.1.1 Condition d'application

Il est alors possible de vérifier si une analyse statique équivalente est autorisée ce qui exige que

$T_1 < 4T_c$ ou T_c est la période à la fin de la partie a accélération constante du spectre de réponse de conception.

Le bâtiment doit satisfaire aux critères de régularité d'EC8

II-4.1.2.1. Principe

Une extension logique du processus d'inclusion seulement d'un sous-ensemble des modes vibratoires dans le calcul de réponse est que dans certain cas, il peut être possible d'approximer le comportement dynamique en ne considérant qu'un seul mode :

$$F_{ij}(max) = \frac{L_i}{M_i} S_{ei} \cdot \phi_{ij} \cdot M_j \quad (2-21)$$

F_{ij} : La force horizontale sur la masse J en mode i L_i : facteur d'excitation sismique

M_i : la masse modale

ϕ_{ij} : Formes de mode

M_j : masse modale effective

II-4.1.3. Modélisation

Peut être appliqué aux bâtiments dont la réponse n'est pas affectée de manière significative par les contributions de modes de vibration de rang plus élevé que le mode fondamental dans chaque direction principale.

II-4.1.4. Calcul de la force sismique totale :

Pour la période structurelle calculée, l'accélération spectrale peut être obtenue à partir de la réponse de conception Spectrale, le cisaillement de base est alors calculé comme :

$$F_b = \lambda m S_d \quad (2.23)$$

$$\text{Ou : } F_{bi} = F b_i = \frac{L_i}{M_i} = S_{e_i}$$

M : la masse totale Avec le rapport : $\frac{L_i}{M_i}$ Remplacé par λm

λ = coefficient de correction en prend la valeur 1.00 pour la construction de plus de deux étages

S_e : ordonnée du spectre pour la période T1: la période fondamentale de vibration du bâtiment.

II-4.2. Méthode spectrale modale :**II-4.2.2.1. Condition d'application :**

Dans les zones sismiques, l'aléa sismique doit être pris en compte aux premiers stades de la Conception d'un bâtiment, ce qui permet ainsi de réaliser un système structural qui, pour un coût acceptable, respecte les exigences fondamentales spécifiées

II-4.2.2.1. Principe :

- 1) Ce type d'analyse doit être appliqué aux bâtiments qui ne satisfont pas aux conditions données dont la réponse est significativement affectée par les contributions des modes de vibration supérieurs à la mode fondamental dans chaque direction principale, pour l'application de la méthode d'analyse des forces latérales.
- 2) La réponse de tous les modes de vibration contribuant de manière significative à la réponse doit être prise en compte.
- 3) Les exigences spécifiées au paragraphe (2) peuvent être considérées comme satisfaites si l'un des éléments suivants peut être démontré :
 - a) La somme des masses modales effectives pour les modes pris en compte s'élève à au moins 90 % de la masse totale de la structure ;
 - b) Tous les modes avec des masses modales effectives supérieures à 5% de la masse totale sont pris en compte.

II-4.2.3. Modélisation :

Applicable à tous les types de bâtiments -Ce type d'analyse doit être appliqué aux bâtiments qui ne satisfont pas aux conditions pour l'application de la méthode d'analyse par forces latérales.

II-4.2.4. Spectre de réponse de calcul :

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \quad T_B \leq T \leq T_c \quad (0-22)$$

$$S_d(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_c}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad T_c \leq T \leq T_D$$

$$S_d(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_c T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad T_D \leq T$$

Où :

S_d(T) est le spectre de calcul.

q est le coefficient de comportement.

T est la période de vibration d'un système linéaire à un degré de liberté.

a_g est l'accélération du sol de calcul sur un sol de type A ($a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$).

T_B est la limite inférieure de la période de la branche d'accélération spectrale constante.

T_c : est la limite supérieure de la période de la branche d'accélération spectrale.

T_D est la valeur définissant le début de la plage de réponse à déplacement constant du spectre.

S est le facteur de sol ;

Q est le coefficient correspondant à la limite inférieure du spectre de calcul horizontal. $\beta = 0.2$

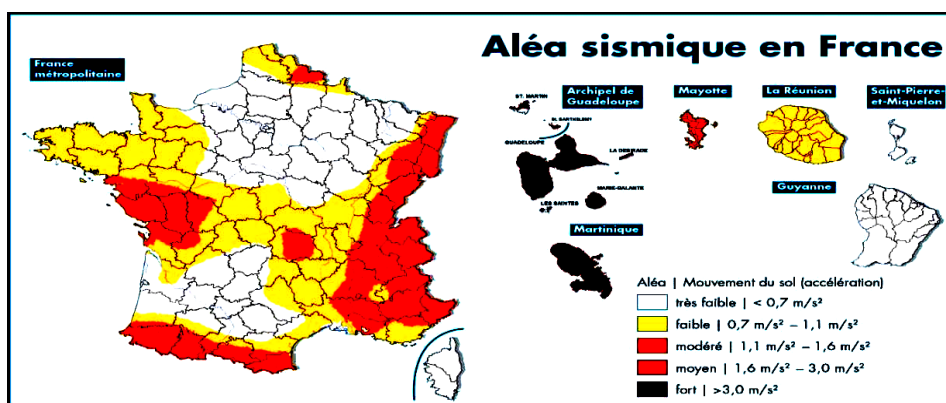


Figure.2.11 : zonage sismique du MDOF

Classification des sites :

L'Euro code 8 classe les sols en cinq (5) catégories sur la base de la valeur moyenne de la vitesse de propagation des ondes de cisaillement V_s si elle est disponible. Dans le cas contraire, il convient d'utiliser la valeur des NSPT.

Tableau-II.20 : coefficient d'accélération de sol (PS92)

La zone de sismicité	Niveau d'aléa	Catégorie d'ouvrage ag (m/s)			
		I	II	III	IV
Zone0	Très faible	0.32	0.4	0.48	0.56
Zone IA	Faible	0.56	0.7	0.84	0.98
Zone IB	Modéré	0.88	1.1	1.32	1.54
Zone II	Moyen	1.28	1.6	1.92	2.24
Zone III	Fort	2.4	3.0	3.6	4.2

II-4.3. Identification des types de sol :

Les types de sol A, B, C, D et E, décrits par les profils stratigraphiques et paramètres donnés dans le tableau (II-22) et décrits ci-après, peuvent être utilisés pour tenir compte de l'influence des conditions locales du sol sur l'action sismique. Cela peut aussi être fait par en plus de prendre en compte l'influence de la géologie profonde sur l'action sismique.

Le schéma de classification des sols tenant compte de la géologie profonde à utiliser dans un pays peut être spécifié dans son Annexe Nationale, y compris les valeurs des paramètres S , T_B , T_C et T_D définissant les spectres de réponse élastique horizontale et verticale.

Tableau-II.21 : Types de sol

Type de Sol	Description du profil Stratigraphique	Paramètres		
		$V_{s,30}$ (m/s)	N _{SPT} (coups/30cm)	C_u (kPa)
A	Roche ou autre roche géologique formation, comprenant au plus 5 m de matériau plus faible à la surface.	>800	-	-
B	Dépôts de sable très dense, de gravier ou argile très dure, au moins plusieurs dizaines de mètres d'épaisseur, caractérisé par une augmentation progressive de la mécanique propriétés avec la profondeur.	360 – 800	>50	>250
C	Dépôts profonds de densité dense ou moyenne sable dense, gravier ou argile dure avec épaisseur de quelques dizaines à plusieurs centaines de mètres.	180 – 360	15 - 50	70 – 250
D	Dépôts de vrac à moyen sol sans cohésion (avec ou sans quelques couches molles cohésives), ou de cohésif principalement mou à ferme sol.	<180	<15	<70
E	Un profil de sol constitué d'une surface couche d'alluvions avec des valeurs v_s de type C ou D et épaisseur variant entre environ 5 m et 20 m, reposant sur matériau plus rigide avec $v_s > 800$ m/s.			
S ₁	Dépôts constitués ou contenant une couche d'au moins 10 m d'épaisseur, d'argiles/limons à haut indice de plasticité (PI >40) et haute teneur en eau	(Indicative)	-	10 – 20
S ₂	Dépôts de sols liquéfiables, des argiles sensibles, ou tout autre profil de sol non inclus dans les types A – E ou S ₁			

Le site doit être classé en fonction de la valeur de l'onde de cisaillement moyenne vitesse, $v_{s,30}$, si elle est disponible. Sinon, la valeur de NSPT doit être utilisée. La vitesse moyenne de l'onde de cisaillement v_s , 30 doit être calculée Conformément à l'expression

$$\text{suivante : } v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1, N}^{v_i} \frac{h_i}{v_i}}$$

Où h_i et v_i désignent l'épaisseur (en mètres) et la vitesse de l'onde de cisaillement (à un cisaillement niveau de déformation de 10 –5 ou moins) de la i -ème formation ou couche, dans un total de N, existant dans le 30 premiers mètres.

(4) Pour les sites dont les conditions de sol correspondent à l'un des deux types S1 ou S2, des études particulières pour la définition de l'action sismique sont nécessaires. Pour ces types, et en particulier pour S2, la possibilité d'une rupture du sol sous la sismique action doit être prise en compte.

II-4.4. Les classes de la ductilité :

II-4.4.1. Ductilité faible (DCF) :

Pour un niveau bas de ductilité, les mesures ne sont mises en œuvre que pour éviter des ruptures fragiles et ne conviennent pas pour des constructions simples, régulières, relativement rigides. Les valeurs de q sont voisines de l'unité. Ce niveau de ductilité intéresse les structures d'importance stratégique élevée ou les zones de faible sismicité.

II-4.4.2 Ductilité moyenne (DCM) :

Pour un niveau moyen de ductilité, les dispositions visent à mettre la structure en état de supporter quelques cycles de déformations post-élastiques répétées ou alternées, de faibles amplitudes.

II-4.4.3. Haute ductilité (DCH):

Pour un niveau élevé de ductilité, les mesures réglementaires conduisent à mettre la structure en état de dissiper d'importantes quantités d'énergie sous plusieurs cycles de déformations de grandes amplitudes. Elles sont avantageusement mises en œuvre aux zones de forte sismicité. Ce niveau de ductilité intéresse les structures de faible importance et implantés dans les zones de forte sismicité

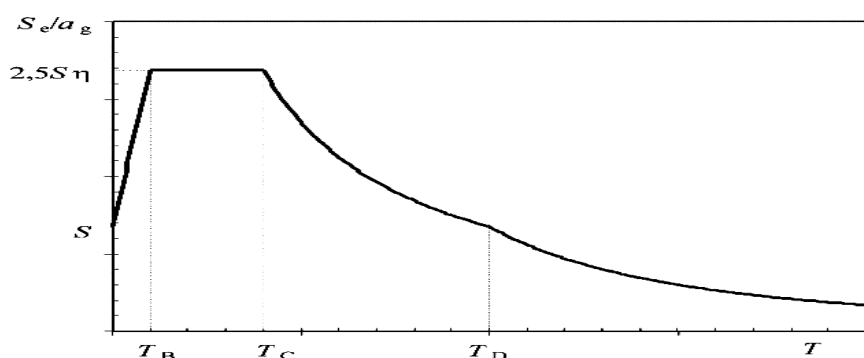


Figure 2.12 la Forme du spectre de réponse élastique

II-4.5. Les valeurs de TB, TC et TD :

Les valeurs de TB, TC et TD, à prendre en compte pour l'évaluation des composantes horizontales du mouvement sismique, exprimées en secondes sont données par le tableau suivant les valeurs de S, TB, TC, TD pour le spectre horizontal (EN1998-1 Art .3.2.2) :

Tableau –II.22 : Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de type recommandés

Type de sol	S	T _b (s)	T _c (s)	T _d (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Tableau-II.23 : valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de type 2 recommandés

Type de sol	S	T _b (s)	T _c (s)	T _d (s)
A	1,0	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,5	0,10	0,25	1,2
D	1,6	0,10	0,30	1,2
E	1,8	0,05	0,25	1,2

Tableau –II.24 ; Valeurs recommandées des paramètres décrivant les spectres de Réponse élastique verticale

Spectre	avg/ag	TB(s)	TC(s)	TD(s)
Type 1	0,90	0,05	0,15	1,0
Type2	0,45	0,05	0,15	1,0

II-4.5.1. Estimer la période du mode fondamental :

Estimer la période du mode fondamental T_1 , habituellement par une méthode approximative simplifiée plutôt qu'une analyse dynamique détaillée

$$T_1 = C_t H_n^{3/4} \quad (2.24)$$

II-4.6. Combinaison d'action (EC8)

A état limite ultime (ELU)

$$1.35G + 1.5Q$$

A état limite service (ELS)

$$G + Q$$

Combinaisons accidentelles :

$$\begin{cases} G + 0.3Q - 0.3EX + EY \\ G + 0.3Q + 0.3EX - EY \\ G + 0.3Q - EX - 0.3EY \\ G + 0.3Q - 0.3EX - EY \end{cases} \quad \begin{cases} G + 0.3Q + EX + 0.3EY \\ G + 0.3Q + 0.3EX + EY \\ G + 0.3Q + EX - 0.3EY \\ G + 0.3Q - EX + 0.3EY \end{cases}$$

Lors de l'utilisation d'un modèle spatial, les conditions ci-dessus doivent être vérifiées pour chaque orientation pertinente.

Si les exigences spécifiées en (3) ne peuvent pas être satisfaites (par exemple dans les bâtiments avec une contribution significative des modes de torsion), le nombre minimum k de modes à pris en compte dans une analyse spatiale doit satisfaire à la fois les deux conditions suivantes :

$$K \geq 3 \cdot \sqrt{n} \quad (2.26)$$

Et

$$T_k \leq 0.20s \quad (2.27)$$

Où

k : est le nombre de modes pris en compte ;

n : est le nombre d'étages au-dessus de la fondation ou du sommet d'un sous-sol rigide ;

T_k : est la période de vibration du mode k .

II-4.7. Combinaison de réponses modales :

La réponse dans deux modes de vibration i et j (incluant à la fois la translation et modes de torsion) peuvent être considérés comme indépendants l'un de l'autre, si leurs périodes T_i et T_j satisfont (avec $T_j \leq T_i$) la condition suivante :

$$T_j \leq 0,9 \cdot T_i \quad (2.28)$$

Chaque fois que toutes les réponses modales pertinentes peuvent être considérées comme indépendantes l'une de l'autre, la valeur maximale E_E d'un effet d'action sismique peut être prise comme :

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2}$$

Où :

E_E est l'effet d'action sismique considéré (force, déplacement, etc.) ;

E_{Ei} est la valeur de cet effet d'action sismique dû au mode de vibration i .

Si (1) n'est pas satisfait, des procédures plus précises pour la combinaison des maxima, tels que

La « Combinaison quadratique complète » doit être adoptée.

II-4.8. Spectre de réponse :

Type 1 : pour les zones de forte sismicité

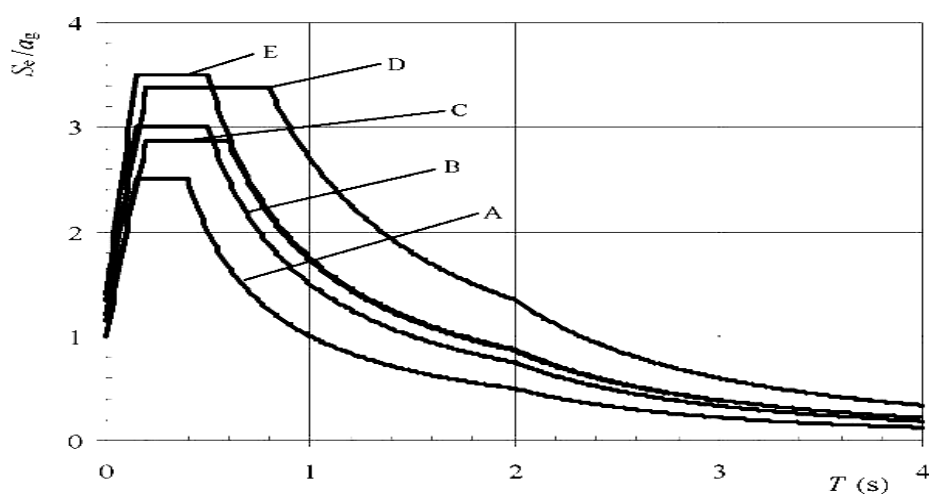


Figure 2.13 : EC8 spectres élastique amorti sa 5% type 01

Type 2 : pour les zones de sismicité moyenne

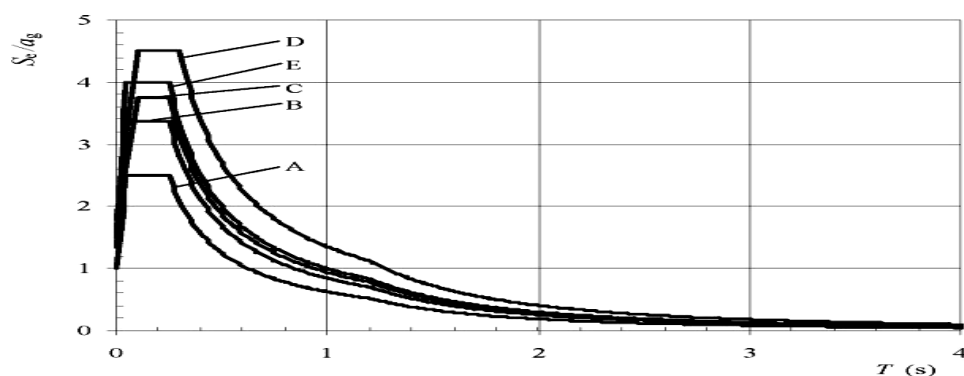


Figure 2.14 : EC8 spectres élastique amorti sa 5% type2

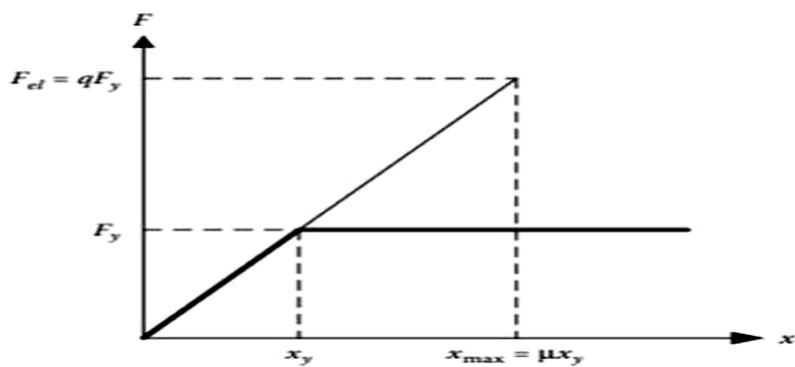


Figure 2.15 Équivalence de la ductilité et du facteur de comportement avec des déplacements élastiques et inélastique égaux.

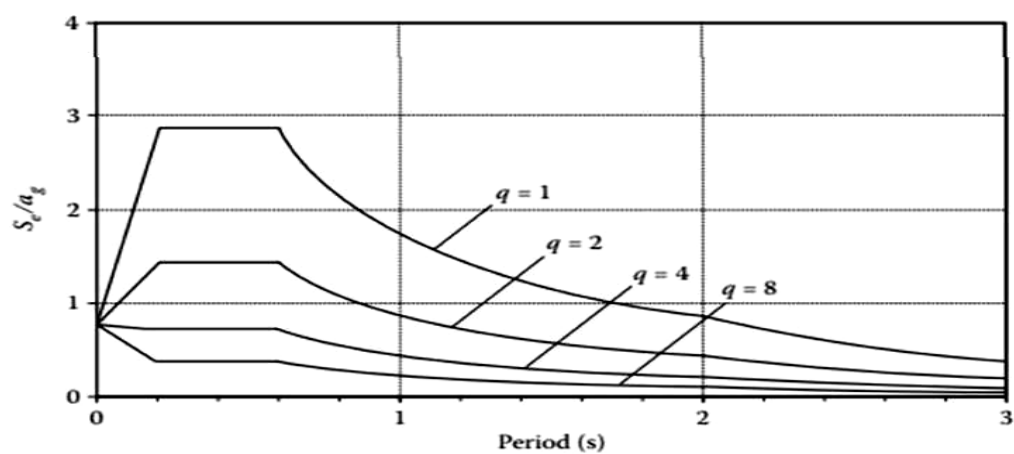


Figure-2.16 : Spectres de réponse de conception EC8 (spectre de type 1, sol de type C)

Enfin, il convient de noter que l'utilisation de spectres à ductilité modifiée est raisonnable pour SDOF systèmes, mais doit être appliqué avec précaution aux structures MDOF.

Pour les systèmes élastiques, nous ont vu qu'une analyse dynamique précise peut être effectuée en considérant la réponse de la structure dans chacun de ses modes de vibration, puis en combinant les réponses modales. Une approche similaire est largement utilisée pour les Structures inélastiques, c'est-à-dire que chaque mode est traité comme un Système SDOF et sa réponse à ductilité modifiée déterminée comme ci-dessus.

Les réponses modales sont ensuite combinées par une méthode telle que SRSS. Bien que cette approche soit à la base de conception pratique, il est important de se rendre compte qu'elle n'a aucune justification théorique. Pour linéaire systèmes, la méthode est basée sur le fait que toute déformation peut être traitée comme une combinaison des formes de mode. Une fois que la structure a rendu ses propriétés, ses propriétés changent et ces les formes de mode ne s'appliquent plus.

Lorsque le rendement est réparti uniformément dans toute la structure, la forme déformée du plastique est susceptible d'être similaire à la structure élastique, et la réponse modifiée par ductilité l'analyse du spectre peut donner des résultats raisonnables (mais nullement précis). Si, toutefois, céder est concentré dans certaines parties de la structure, comme un étage mou, alors cette procédure est susceptible d'être substantiellement erronée et l'une des méthodes d'analyse non linéaires décrit ci-dessous doit être utilisée.

II-5. Comparaison de règles Parasismique Algériennes, marocaines, de la Turquie, Euro-Code :

II-5.1. Classification des de zone :

D'après l'amélioration du RPA Le territoire national est divisé en 5 zones de sismicité croissante ainsi que l'eurocode8, La turque est divisée en 4 zones et les RPS seulement 3 zones de sismicité

II-5.2. Classification des Sites selon les différents règlements parasismiques :

Les RPA99 (Version 2003) classent les sites en quatre (4) catégories sur la base de la valeur moyenne de la vitesse de propagation des ondes de cisaillement ou de la valeur de résultats d'essais *pénétrömètre statique (qc), SPT (N), pressiomètre (qc) et Résistance en compression simple (qc)].

Les RPS classent les sites en trois (3) catégories sur la base de la nature du sol selon le rapport géotechnique.

Les règles turques 2007 classent les sols en quatre (4) catégories suivant les périodes caractéristiques du spectre, T_A et T_B et le degré de sismologie.

L'Euro code 8 classe les sols en cinq (5) catégories sur la base de la valeur moyenne de la vitesse de propagation des ondes de cisaillement sur 30 mètres de profondeur V_s si elle est disponible. Dans le cas contraire, il convient d'utiliser la valeur de nombre de coups par essai de pénétration normalisé NSPT.

II-5.3. Spectre de réponse élastique :

D'après les RPA 99 (Version 2003) et les RPS 2002 le spectre de réponse est considéré dans le calcul de la force sismique à la base par le coefficient d'amplification dynamique (D), le règlement Turquie définit le coefficient de spectre en fonction des conditions du site local et la période naturelle du bâtiment

D'après l'euro code les valeurs des paramètres S , T_B , T_C et T_D qui définissent les spectres horizontaux, verticaux et décrivent la forme du spectre de réponse élastique qui dépend de la classe de sol.

II-5.4. Classification des ouvrages :

RPA99 (Version 2003), Turquie et l'euro code 8 classent les ouvrages selon leurs importances en 4 catégories, tandis que pour RPS les classent en 3 catégories. La différence entre eux réside dans la prise en compte de ce paramètre dans le calcul de la force sismique à la base, RPA99 (Version 2003), RPS et la Turquie considère ce paramètre en combinaison avec la classification de zone dans un seul coefficient qui est le coefficient d'accélération des zones, EC8 considère ce paramètre par coefficient d'importance.

II-5.5. Coefficient de comportement :

Ce coefficient dépend de la classification des systèmes de contreventement et de ductilité, Des structures dans RPA99 (Version 2003), RPS2002 et Turquie est donnée une valeur selon le type de contreventement par contre l'euro code est déterminé par une formule.

II-5.6. Combinaisons d'action :

Les règles partagent les mêmes combinaisons à l'état limite ultime (ELU) et service (ELS).

Soit en combinaison accidentelle il y a une différence, et c'est dans les coefficients selon chaque règle et nous verrons cette différence dans le tableau ci-dessous.

Tableau-II.4.6 Formulation Combinaisons d'action de l'effort tranchant à la base selon les 04 règles

R.P.A 2003	R.P.S 2002	Turque2007	EC8
<p>Force sismique :</p> $V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \times W$ <p>A : coefficient d'accélération D : facteur d'amplification R : coefficient de comportement global Q : facteur de qualité W : poids total de la structure</p> <p>Combinaison d'action : 1.35G+1.5Q G+Q G+Q+EX G+Q+EY G+Q-EX G+Q-EY G+Q+1.2EX G+Q+1.2EY G+Q-1.2EX G+Q-1.2EY 0.8G+EX 0.8G+EY 0.8G-EX 0.8G-EY</p>	<p>Force sismique :</p> $v = \frac{A \cdot S \cdot D \cdot L \cdot W}{K}$ <p>A : coefficient d'accélération S : coefficient du site D : facteur d'amplification I : coefficient de priorité K : facteur de comportement W : charge prise en poids de la structure</p> <p>Combinaison d'action : 1.35G+1.5Q G+Q G+0.2Q+EX+0.3EY G+0.2Q-EX+0.3EY G+0.2Q+EX-0.3EY G+0.2Q-EX-0.3EY G+0.2Q+0.3EX+EY G+0.2Q-0.3EX+EY G+0.2Q+0.3EX-EY G+0.2Q-0.3EX-EY</p>	<p>Force sismique :</p> $V_t = \frac{W A(T_1)}{R A(T_1)} \geq +0.10 A_0 I W$ <p>A₀ : coefficient d'accélération W : poids total du bâtiment T₁: période de vibration I : facteur d'importance du bâtiment R_a: facteur de comportement A : coefficient d'accélération de spectre</p> <p>Combinaison d'action : 1.35G+1.5Q G+Q G+Q+EX+0.3EY G+Q-EX+0.3EY G+Q+EX-0.3EY G+Q-EX-0.3EY G+0.7EX G-0.7EX G+0.7EY G-0.7EY G+0.75Q+0.75EX G+0.75Q-0.75EX G+0.75Q+0.75EY G+0.75Q-0.75EY</p>	<p>Force sismique :</p> $F_b = \lambda m S_e$ <p>M : la masse totale λ =coefficient de correction =1.0 S_e: ordonnée du spectre pour la période T₁</p> <p>Combinaison d'action : 1.35G+1.5Q G+Q G+0.3Q+EX+0.3EY G+0.3Q+EX-0.3EY G+0.3Q-EX+0.3EY G+0.3Q-EX-0.3EY G+0.3Q+0.3EX+EY G+0.3Q-0.3EX+EY G+0.3Q+0.3EX-EY G+0.3Q-0.3EX-EY</p>

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons vu quatre règles parasismiques, le choix de site est basé sur plusieurs paramètres :

La région, la nature de sol et l'influence du séisme étudié dans la zone choisie.

Dans les quatre règles les formules donnant l'effort tranchant à la base, ils ont été réalisés dans le but de distinguer la philosophie de calcul de chaque code. Nous pouvons regrouper les différences points :

- ✓ Coefficient de zone
- ✓ Classe de site
- ✓ Forme spectrale $S_a/g(T, \text{site})$
- ✓ Coefficient de comportement
- ✓ Amplification spectrale
- ✓ Importance d'ouvrage
- ✓ Combinaisons d'action
- ✓ Nombre minimal de mode à considérer
- ✓ Formule de la période fondamentale empirique
- ✓ Le coefficient du rapport entre l'effort tranchant à la base issu de MMS et MSE ($B=VMMS/VMSE$).

Dans le chapitre suivant nous allons voir l'influence de ces paramètres sur une structure R+5. Nous commençons par la présentation du bâtiment et l'analyse modale.

Chapitre III

Présentation du Bâtiment et analyse modale

Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et ils sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Dans ce chapitre on va étudier un bâtiment R+5 à usage d'habitation pour effectuer une étude critique sur la relation qui peut être existé entre le chargement sismique, le comportement du bâtiment ainsi la réponse dynamique du sol.

Nous allons commencer par présenter le bâtiment sujet d'étude ainsi que l'analyse modale suivant les 04 règles parasismiques : RPA, RPS, turque 2007 ainsi l'eurocode8.

III-1. Présentation du projet

Il s'agit ici d'un bloc (Figure III.1) qui fait partie du projet 120 logements public Locatifs implanté dans la localité de KHALOUIA situé à environ 15 Km de la ville de Mascara, il est conçu en Cinq niveaux (R+5) et est séparé des autres blocs mitoyens par un joint de rupture

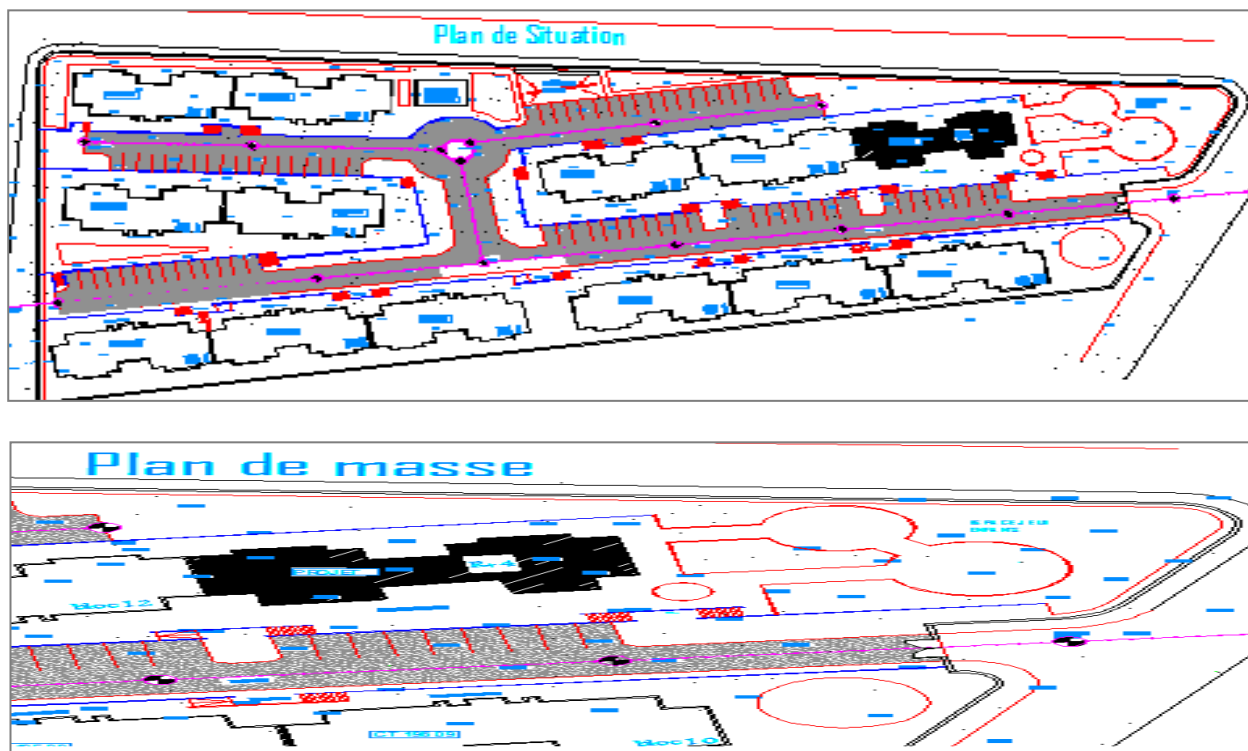


Figure 3-1 : plan de situation et plan de masse

III-1.1. Paramètre du projet :

- Catégorie d'ouvrage : usage d'habitation
- Elancement des blocs en élévation : 18.36 m
- Forme des blocs en plan : irrégulière (x-y).

Tableau III-1 : Caractéristiques géométriques

Longueur totale	29.97 m
Largeur totale	18.00 m
Hauteur de RDC et Hauteur étage courant	3.06 m
Hauteur totale	18.36m

III-1.1.2 Type de contreventement

D'après les conditions de l'RPA 99 version 2003, nous avons opté, dans les deux directions de ce bâtiment, pour un contreventement mixte assuré par des voiles de 15 cm d'épaisseur, et des portiques poteaux (40x40 cm²) et les poutres principales de section (30x40 cm²) et les poutres secondaires de section (30x35 cm²), Avec justification de l'interaction portiques-voiles.

III-1-1-3. Planchers :

Les planchers des différents niveaux sont prévus en corps creux (hourdis + table de compression) (16+4) cm. Ce choix s'appuie sur les raisons suivantes :

Ce type de planchers est facile à réaliser.

Réduction de la masse du plancher et par conséquent l'effet sismique.

C'est le plus économique.

III-1.1.4. Maçonnerie :

La maçonnerie la plus utilisée en Algérie est la brique creuse en terre cuite. Pour ce bâtiment, nous avons deux types de murs :

III-1.1.5. Murs intérieurs :

Leur remplissage s'effectue par des cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseurs.

III-1.1.6. Murs extérieurs :

Le remplissage des façades est composé :

- D'une cloison en briques creuses de 15 cm d'épaisseur.
- D'une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.
- D'une l'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.



Figure 3-2 : Vue du bâtiment en plan

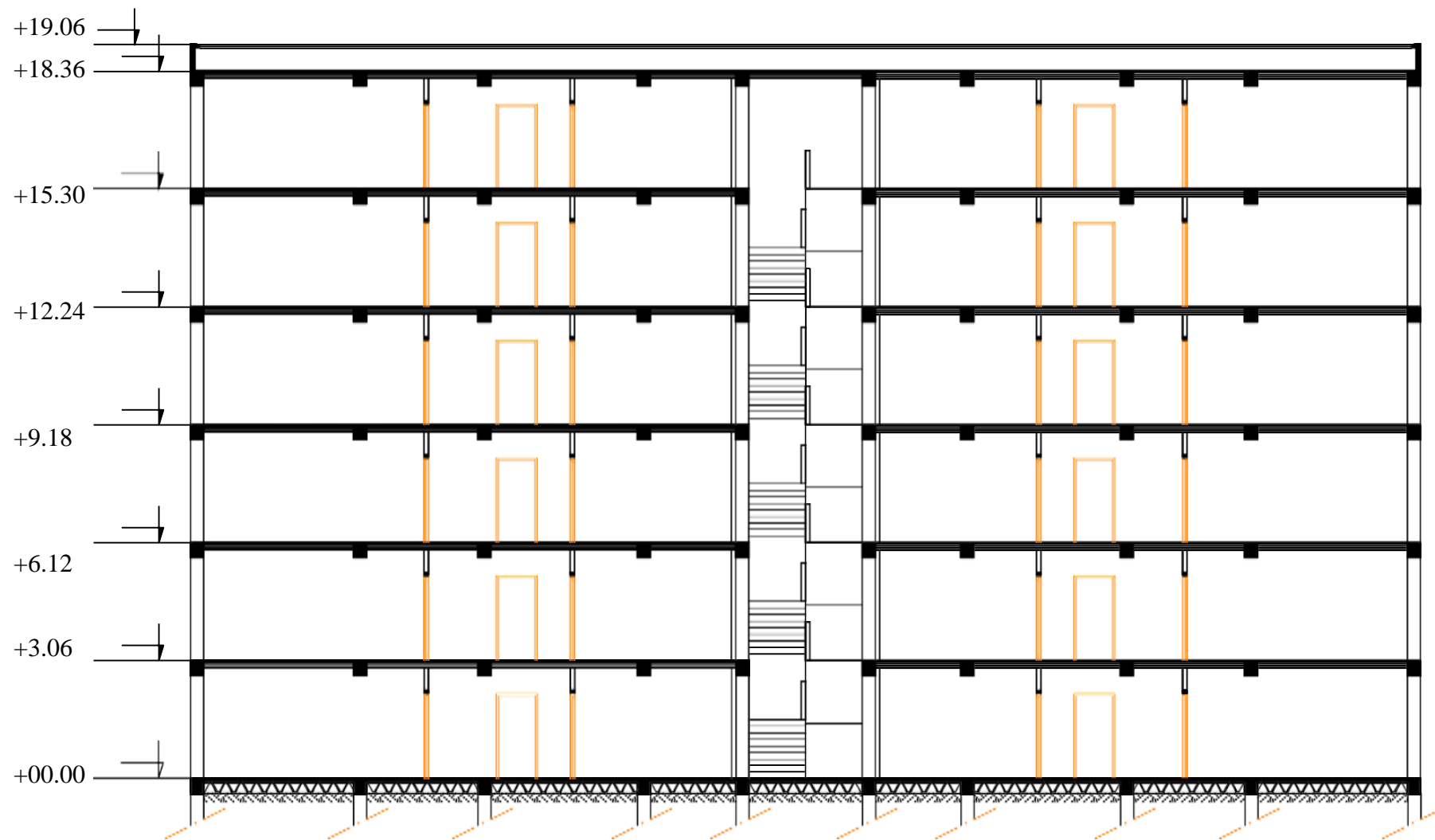


Figure 3-3 : Vue du bâtiment en élévation

III-2. Matériaux utilisés :

III-2.1 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

III-2.1.1. Béton :

a) Définition

Le béton est un matériau hétérogène composite constitué d'un mélange de liant Hydraulique (ciment), des matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier...), et de l'eau De gâchage. À ces composantes s'ajoutent parfois des adjuvants et des éléments encore Plus fins qui améliorent sensiblement sa performance ainsi que sa compacité.

III.2.1.1. Composition moyenne du béton :

DANS l'absence d'une étude détaillée de la composition du béton on propose la composition moyenne suivante basée sur une estimation de la densité moyenne du gravier et du sable et en utilisant un dosage en ciment permettant d'obtenir dans des conditions courantes, résistance à la compression égale à « 25 Mpa. »

Tableau III-2 : composition moyenne du béton

Composantes	Graviers 5/25	Sable	Ciment	Eau
Volume	800L	400L	8 sacs	180L
Poids (Kg)	1200	600	400	180

III.2.1.2. LA Résistance caractéristique en compression (f_{c28})

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, notée F_{c28} . Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de Diamètre 16cm, et de hauteur de 32 cm.

Pour le présent projet, on adoptera $f_{c28} = 25\text{MPa}$

Résistance caractéristique à la traction Selon l'article (art A-2.12 BAEL 91)

f_{t28} Est déterminé par la relation suivante : $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$ donc pour le présent projet

$$F_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

III-2.1.3. Déformation de béton :

On distingue deux modules de déformation longitudinales de béton :

- Modules de déformation longitudinale instantanée E_{ij} sous des contraintes normales d'une Durée inférieure à 24 h. Selon le CBA93 (Article A.2.1.2.1) le module de déformation

Instantanée du béton égale à : $E_{ij} = 11000 (f_{cj})$

1/3, donc dans notre cas $E_{i28} = 32164.2 \text{ MPa}$

- Module de déformation différée E_{vj} lorsque la contrainte normale appliquée est en longue

Durée. Selon le CBA93 (Article A.2.1.2.2) $E_{vj} = 3700 (f_{cj})$

1/3, donc dans notre cas $E_{v28} = 10818.86 \text{ MPa}$.

III-2.1.4. Contraintes limites

Selon le BAEL on distingue deux états limites :

- Etat limite ultime (E.L.U) correspond à ce que l'on entend généralement par la limite de résistance mécanique au de là laquelle il y a la ruine de l'ouvrage.

Selon le BAEL 91 (art A-5.121) La contrainte de béton à l'état limite ultime est :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \text{ [MPa]}$$

Le coefficient γ_b prend les valeurs

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{:cas des combinaisons accidentelles.} \\ 1.5 & \text{: les autres cas.} \end{cases}$$

Le coefficient θ qui est en fonction de la durée d'application des actions prend les valeurs :

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{: pour une durée d'application des charges } > 24\text{h.} \\ 0.9 & \text{: Pour } 1\text{h} \leq \text{durée} \leq 24\text{h.} \end{cases}$$

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton. Dans notre cas $f_{bu} = 14.17 \text{ (MPa)}$

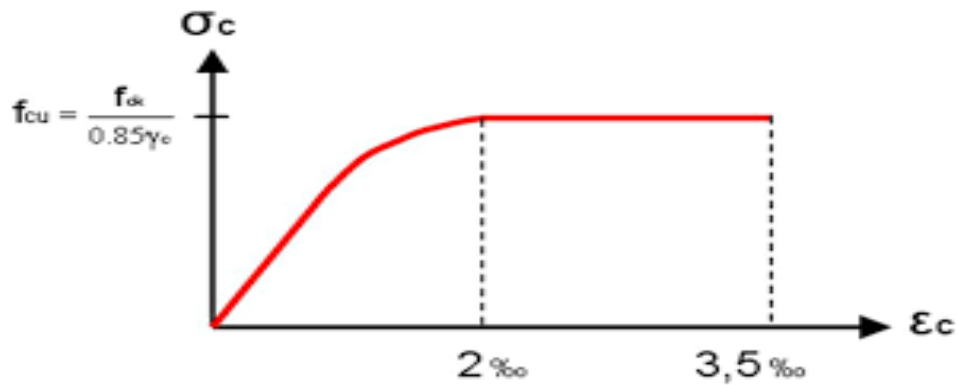


Figure 3-4 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU

Etat limite de service E.L.S correspond à des critères dont le non-respect ne permet pas à l'élément d'être exploité dans des conditions satisfaisantes.

La contrainte de compression de béton à l'ELS est limitée par $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$ dans notre cas $\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$

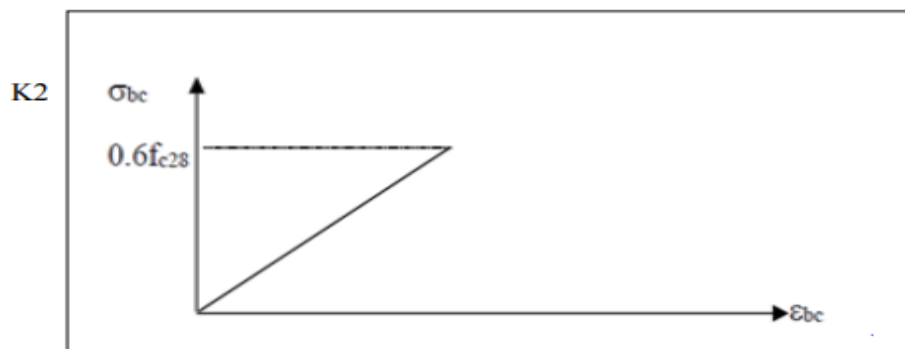


Figure 3-5 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS.

III-2.1.5. Acier

Les armatures pour le béton armé sont constituées par des aciers qui se distinguent par leur nuance et leur état de surface, on trouve les ronds lisses et les barres à haute adhérence. Pour les ronds lisses, il existe deux nuances (Fe E215 ; Fe E235) correspondant à des limites d'élasticité de 215 MPa et 235 MPa. Pour les barres à haute adhérence les nuances sont (Fe E400 ; Fe E500) correspondant à des limites d'élasticité de 400 MPa et 500 MPa).

Les Contraintes limites d'élasticité de l'acier Selon le BAEL on distingue deux états limites –

État limite ultime (ELU) est donnée par le BAEL91 (art. A.4.3.2) :

$$\delta_s = \frac{f_s}{\gamma_s} \quad \begin{cases} f_s: \text{Limite d'élasticité de l'acier : } f_s = 400 \text{ Mpa} \\ \gamma_s: \text{Coefficient de sécurité.} \end{cases}$$

$$\text{Où : } \begin{cases} \gamma_s = 1.15 & \text{pour les situations durables} \\ \gamma_s = 1.00 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

Dans le présent projet on utilise des aciers FeE400 :

$$\delta_s = \frac{f_s}{\gamma_s} \rightarrow \begin{cases} 348 & \text{pour les situations durables} \\ 400 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

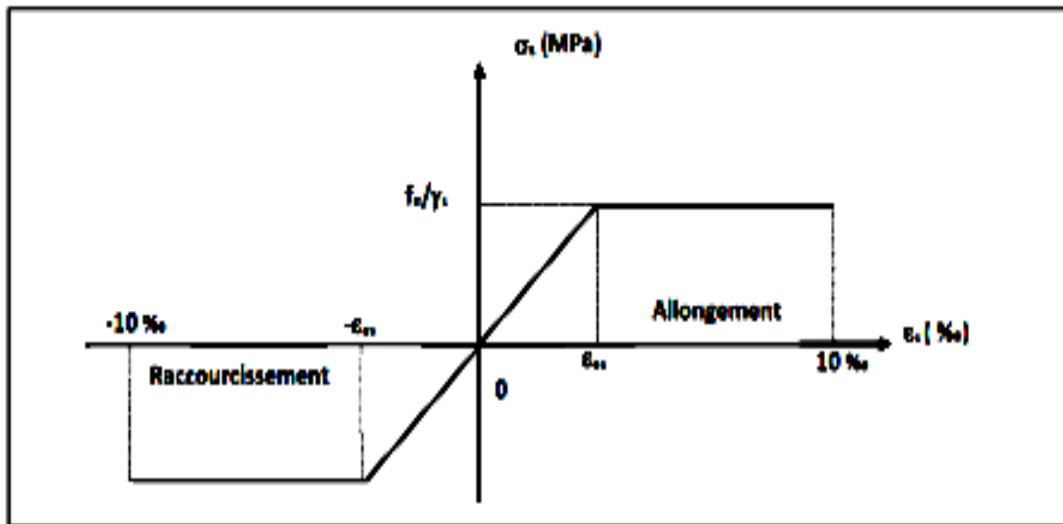


Figure 3-6 : diagramme contrainte-déformation de l'acier

- État limite de service (ELS) cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton, on détermine :

Avec η : coefficient de fissuration. $\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses. $\eta = 1,6$ pour les aciers à haute adhérence (HA).

B) Module d'élasticité longitudinale ES Il est pris égal à 2.105 MPa

Coefficient d'équivalence : Le coefficient d'équivalence noté (n) est le rapport suivant :

$$n = \frac{Es}{Eb} = 15$$

Avec : n : coefficient d'équivalence.

Es : module de déformation de l'acier :

Eb : module de déformation du béton.

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min (2/3f_e ; 150\eta)$ MPa .
- Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min (1/2f_e ; 110\eta)$ MPa .

Tableau III-3 : les états limites

Etats limites	
Les états limites ultimes (ELU)	Les états limites service (ELS)
<p>Ils sont relatifs à la stabilité ou la capacité portante :</p> <ul style="list-style-type: none"> ➤ Équilibre statique de la construction exemple : pas de renversement ➤ Résistance de chacun des matériaux exemple : pas de rupture ➤ Stabilité de forme Exemple : pas de flambement. 	<p>Ils sont relatifs surtout aux conditions d'exploitation :</p> <ul style="list-style-type: none"> ➤ État limite de déformation (flèches) ➤ État limite de compression du béton ou de traction des aciers ➤ État limite d'ouverture de fissures pour la sécurité des ouvrages.

III-3.Hypothèse pour la modélisation :

III-3.1. Zones sismiques (valeurs des coefficients de zones) :

Tableau III-4. Comparaison entre les zones sismiques

RPA 99 / 2003			RPS 2002			EC8			Turque		
Zone	Sismicité	Coefficient	Zone	Sismicité	coefficient	Zone	Sismicité	coefficient	Zone	coefficient	Zone
0	Négligeable	0	1	Très faible	0.07	1	Très faible	0.04	1	Faible	0.10
I	Faible	0.10				2	Faible	0.07	2	Modérée	0.20
II a	Moyenne	0.15	2	Moyenne	0.10	3	Modérée	0.11	3	Moyenne	0.30
II b	Moyenne	0.20				4	Moyenne	0.16	4	Forte	0.40
III	Elevée	0.25	3	Forte	0.16	5	Forte	0.3			

III-3.2. Les charges G et Q et E avec les combinaisons Actions :

Ce sont l'ensemble des forces et couples dus aux charges appliquées à la structure ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'états (retrait, les variations de température, tassements d'appuis) qui entraînent des déformations de la structure, elles proviennent donc :

- Des charges permanentes.
- Des charges d'exploitation.

Des charges climatiques**III-3.2.1. Les actions permanentes (G) :**

Ce sont des actions dont les variations de l'intensité sont rares ou négligeables par rapport à la valeur moyenne, elles comportent :

- ✓ Poids propres des éléments de construction.
- ✓ Le poids de revêtement et cloisons.
- ✓ Le poids et les poussées des terres des solides ou des liquides.

III-3.2.2. Les actions variables (Q) :

Ce sont des actions de courte durée d'application dont l'intensité varie fréquemment dans le temps, elles comportent en particulier :

- ✓ Surcharge d'exploitation.
- ✓ Charges appliquées au cours d'exécution (équipement de chantier).
- ✓ Charges climatiques (neige, vent).
- ✓ Actions de températures, du retrait...etc.

III-3.2.3. Les actions accidentelles (E) :

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application citons :

- ✓ Séisme.
- ✓ Chocs de véhicules routiers.
- ✓ Explosion.

III-3.3. Différentes combinaisons d'action données par le RPA 99/2003, RPS 2002 et EC8 :

Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments, on utilise les combinaisons suivantes :

Tableau III-5. Comparaison entre les combinaisons d'action

RPA 99 / 2003	RPS 2002	EC8	TURQUE2007
<u>Situation durable :</u> ELU : $1.35G+1.5Q$ ELS : $G+Q$	<u>Situation durable :</u> ELU : $1.35G+1.5Q$ ELS : $G+Q$	<u>Situation durable :</u> ELU : $1.35G+1.5Q$ ELS : $G+Q$	<u>Situation durable :</u> ELU $1.35G+1.5Q$ ELS : $G+Q$
<u>Situation accidentelle :</u> $G+Q+EX$ $G+Q+EY$ $G+Q-EX$ $G+Q-EY$ $G+Q+1.2EX$ $G+Q+1.2EY$ $G+Q-1.2EX$ $G+Q-1.2EY$ $0.8G+EX$ $0.8G+EY$ $0.8G-EX$ $0.8G-EY$	<u>Situation accidentelle</u> $G+0.2Q+EX+0.3EY$ $G+0.2Q-EX+0.3EY$ $G+0.2Q+EX-0.3EY$ $G+0.2Q-EX-0.3EY$ $G+0.2Q+0.3EX+EY$ $G+0.2Q-0.3EX+EY$ $G+0.2Q+0.3EX-EY$ $G+0.2Q-0.3EX-EY$	<u>Situation accidentelle</u> $G+0.3Q+EX+0.3EY$ $G+0.3Q+EX-0.3EY$ $G+0.3Q-EX+0.3EY$ $G+0.3Q-EX-0.3EY$ $G+0.3Q+0.3EX+EY$ $G+0.3Q-0.3EX+EY$ $G+0.3Q+0.3EX-EY$ $G+0.3Q-0.3EX-EY$	<u>Situation accidentelle</u> $G+Q+EX+0.3EY$ $G+Q-EX+0.3EY$ $G+Q+EX-0.3EY$ $G+Q-EX-0.3EY$ $G+0.7EX$ $G-0.7EX$ $G+0.7EY$ $G-0.7EY$ $G+0.75Q+0.75EX$ $G+0.75Q-0.75EX$ $G+0.75Q+0.75EY$ $G+0.75Q-0.75EY$

III-4. Modèle ROBOT :

- 1) Logiciel ROBOT permet de modéliser tous types des structures en 2D ou 3D composées
- 2) D'éléments barres, poutres et des éléments surfaciques. Les calculs peuvent être effectués
- 3) En analyse linéaire ou non linéaire, statique ou dynamique.

- Pourquoi avoir choisi ROBOT Structural :

- 4) Facilité de modéliser en 3d
- 5) Comprendre facilement les paramètres de logiciel
- 6) Nous avons appris ce programme dans notre étude

III-4.1. Vue de la structure (3D) :

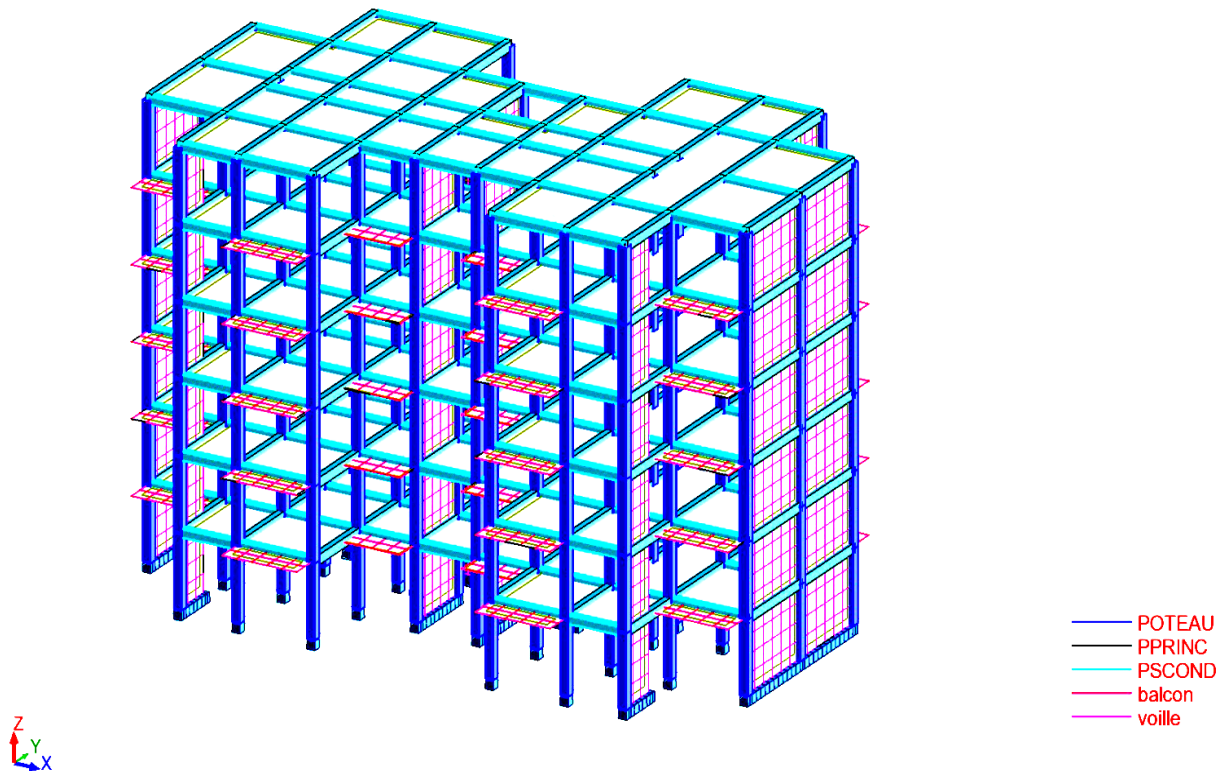


Figure (3-7) : vue de bâtiment R+5

III-5. Type d'élément

III-5.1. Les éléments structuraux :

III-5.1.1. Les poutres principales (30x40) cm² :

- Elles reçoivent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les réparties aux poteaux sur les Quels ces poutres reposent.
- Elles relient les poteaux.
- Elles Supportent la dalle.

III-5.1.2. Les poutres secondaires (30x35) cm² : (Chaînages)

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

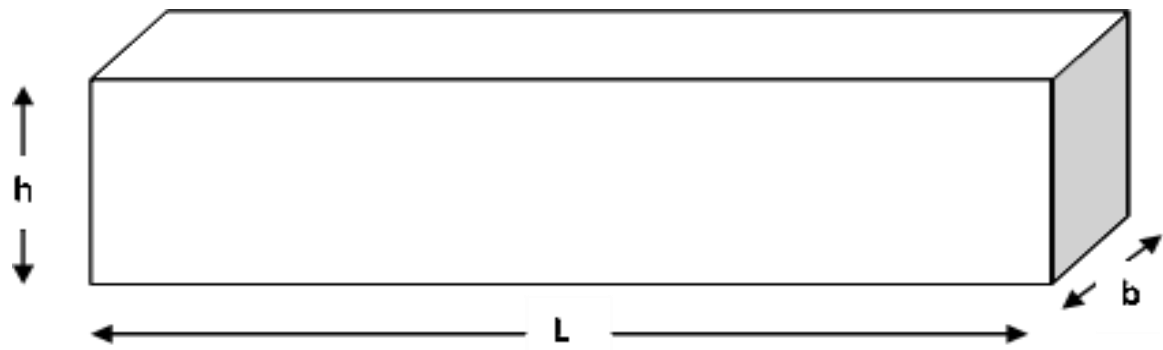


Figure (3-8) : Dimensions d'une poutre

III-5.1.3. Planchers à corps creux (16+4):

Ce plancher est constitué d'éléments résistants ; ce sont les poutrelles en béton armé et des éléments de coffrage « les entres vous » ; corps creux. Après la mise en place d'un ferrailage complémentaire, une dalle de répartition est coulée sur place (hourdis).

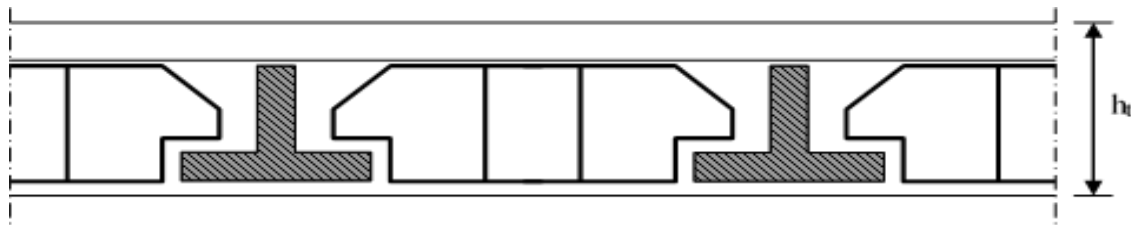


Figure 3-9 Coupe transversale du plancher à corps creux

III-5.1.4. Les voiles :

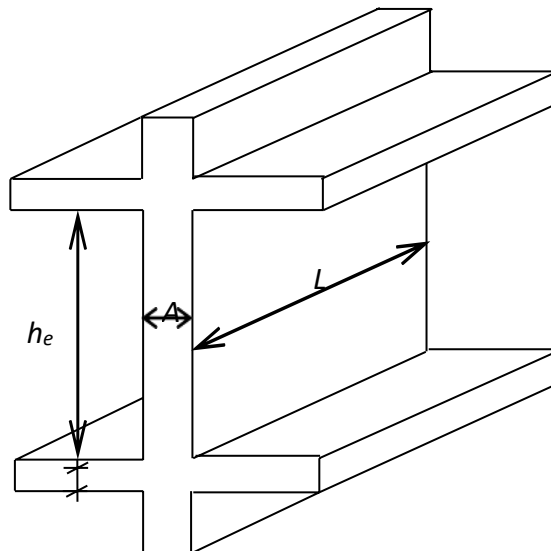


Figure (3-10) : Voile en élévation

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à supporter une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

III-5.1.5. Les poteaux (40x40) cm² :

Un poteau est un élément qui assure la transmission verticale des charges d'une structure vers un autre élément porteur, ou à la fondation.

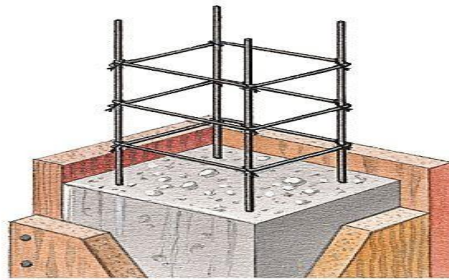


Figure (3-11) : Poteaux en béton armé

I.1.1 Elément Non Structuraux

III-5.1.6. L'acrotère :

L'acrotère est assimilé à une console encastrée dans le plancher terrasse il a pour rôle de protéger le revêtement de terrasse contre les eaux pluviales grâce à son casse goûte.

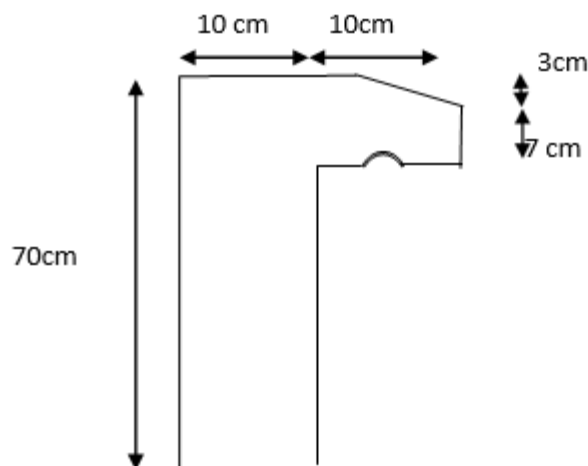


Figure (3-12) : Schéma de l'acrotère

III-5.1.6. L'escalier (dalle plane 15 cm)

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre. Notre structure comprend un seul type d'escaliers à deux volées, séparée par un palier de repos. Les escaliers seront réalisés en béton armé et coulés sur place.

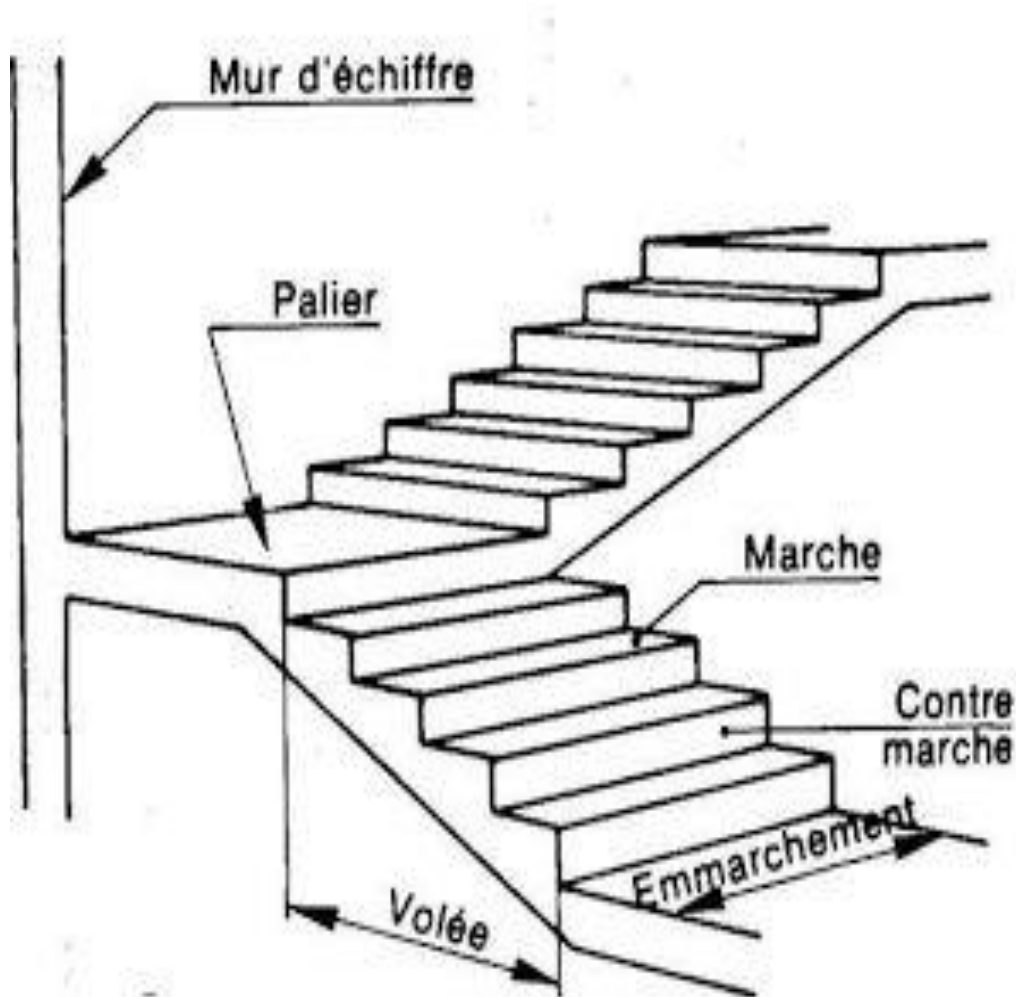


Figure (3-13) Escalier en béton armé

III-5.1.7. Balcons (dalle pleine 15 cm) :

Le balcon est une dalle pleine en béton armé assimilé à une console encastrée au plancher de longueur « L » et d'épaisseur « e », Le calcul se fait pour une bonde de 1m de largeur

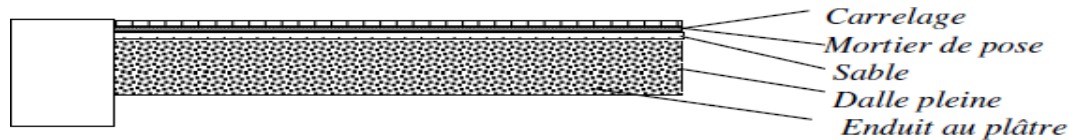


Figure (3-14) : Coupe sur balcon

III-6. Conditions d'appuis à la base (sans interaction sol structure)

Approche du constructeur : un élément de construction ou un bâtiment est en contact avec un environnement extérieur comme le sol, un bâtiment existant ou une fondation. Les appuis sont les obstacles qui limitent la capacité du système à bouger ou à tourner. Un appui est donc l'expression des connexions entre un système et son environnement extérieur. Ce qui est important ce sont les informations précises sur la nature de cette connexion, sa rigidité, sa capacité à bouger et à tourner dans les différentes directions de l'espace.

Tout mouvement entravé par la liaison entraîne l'apparition d'une réaction d'appui (ou action de liaison) dans la direction du mouvement gêné ou bloqué. A tout mouvement de translation entravé dans une direction donnée correspond une force de liaison ou action d'appui ayant cette direction. A tout mouvement de rotation autour d'un axe donné entravé correspond un torseur de forces de liaison équivalent à un couple.

III-7. Analyse modale (RPA, RPS, EC8ET LA TURQUE)

III-7.1. Méthode de la combinaison quadratique complète (CQC):

$$|\{X_{MAXX}\}| = \sqrt{\sum_i \times \sum_j \rho_{in} x_i x_j} \quad (0-1)$$

$X_{MAX K}$: Désigne la variable à calculer

ρ_{in} : Coefficient de corrélation

$x_i x_j$: Les valeurs extrémales des réponses modales prises avec leur signe respectif

Dans le cas où un système possède des fréquences très rapprochées, la combinaison quadratique complète (**en anglais, Complete Quadratique Combinassions Ou CQC**), proposée par E.L. Wilson,

A. DERKIUREGHAINET E.P. BAYO (1981). Donne une meilleure estimation. Cette méthode se case sur la théorie des vibrations aléatoires et donne un résultat exact si l'accélérogrammes est représenté par un bruit blanc. Elle converge vers la combinaison SRSS si les fréquences sont bien séparées.

Cette méthode CQC rentre dans la famille des méthodes de la double somme (DSC, ou double SUM Combinassions), qui fait intervenir un coefficient de corrélation entre modes,

Soit défini comme ci-dessus (méthode CQC), soit défini par d'autres propositions. Avec :

$$8\zeta^2 \cdot (1 + r) \cdot r^{3/2}$$

$$\rho_{in} = \frac{8\zeta^2 \cdot (1 + r) \cdot r^{3/2}}{(1 - r^2)^2 + 4\zeta^2 \cdot r \cdot (1 - r^2)^2}$$

r : Facteur de participation

ζ : L'amortissement modal

La méthode CQC, ou de combinaison quadratique complète. Elle fait intervenir un coefficient qui traduit une corrélation, plus précise que celle de la méthode précédente (SA. SRSS), entre modes de pulsations voisines. Cette méthode, qui surmonte les limites de la précédente, est d'application plus étendue (Chopra, 2001).

III-8. Périodes fondamentales par ROBOT et Facteurs de participations modales

Période empirique :

$$CT = 0.05 ; h_n = 18.36 \text{ m} \quad dx, Lx = 29.97 \text{ m}$$

$$Dy, Ly = 18.00 \text{ m}$$

dx : déplacement par rapport X 0.076 m

dy : déplacement par rapport Y 0.055 m

Tableau III-6 : Comparaison Périodes fondamentales par ROBOT et Période empirique

Période Fondamentale	RPA99	RPS2002	EC8	Turque2007
Période analytique	0.37	0.51	0.28	0.38
Règles	$T = CT \times h_n^{3/4}$ =0.44 s	$T = CT \times h_n^{3/4}$ =0.44 s	$T = CT \times h_n^{3/4}$ =0.44 s	$T = CT \times h_n^{3/4}$ =0.44 s
	$T_x = \frac{0.09h}{\sqrt{D_x}}$ =0.301s	$T_x = \frac{0.09h}{\sqrt{L_x}}$ =0.301s	$T_x = 2\sqrt{d_x}$ =0.551s	$T_x = \frac{0.09h}{\sqrt{d_x}}$ =0.301s
	$T_y = \frac{0.09h}{\sqrt{D_y}}$ =0.389s	$T_y = \frac{0.09h}{\sqrt{L_y}}$ =0.389s	$T_y = 2\sqrt{d_y}=0,469s$	$T_y = \frac{0.09h}{\sqrt{D_y}}$ =0.389s

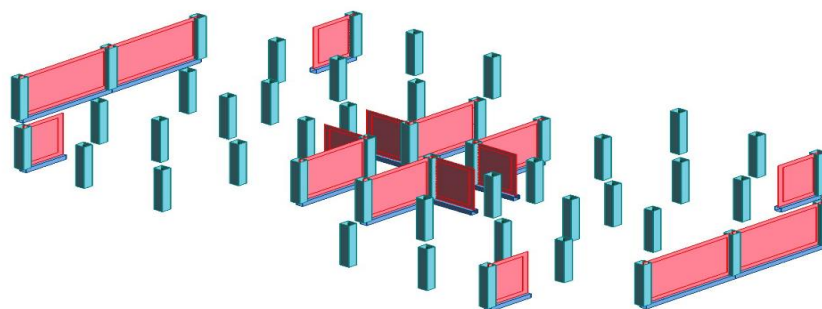
Après avoir effectué la comparaison entre les valeurs de période des règles parasismique RPA99/2003, RPS2002 et EC8 avec les valeurs de logiciel ROBOT2014

On remarque que, $T_{robot} < 1.3T_{empirique}$, condition est vérifiée, Le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$K \geq 3\sqrt{N}$ Avec : N : nombre de niveaux au-dessus du sol (N= 5 niveaux)

$K \geq 3\sqrt{5N} \Rightarrow K \geq 6.70$ modes en prend le nombre de mode 10 modes

III-9. Disposition des voiles de contreventement

**Figure (3-15)** : disposition des voiles

- Le taux de participation massique doit être supérieur à 90%
- La Période analytique $= 0.28 \leq$ Période empirique $= 0.325$ (Condition vérifiée).
- Donc la période calculée par la méthode modale spectrale est inférieure à la période donnée par la méthode empirique. (Condition vérifiée).

Tableau III-7 : la vérification de la somme des masses modales

CAS/MODE	Période [sec]	Masse cumulée	Masse cumulée	Masse modales	Masse modales
3/1	0.37	75.93	0	75.93	0
3/2	0.17	75.93	72.68	0	72.68
3/3	0.13	75.93	72.68	0	0
3/4	0.1	91.18	72.68	15.25	0
3/5	0.05	96.35	72.68	5.17	0
3/6	0.04	96.35	92.29	0	19.61
3/7	0.04	96.35	92.3	0	0.01
3/8	0.03	98.58	92.3	2.23	0
3/9	0.03	98.58	92.3	0	0
3/10	0.03	98.58	92.3	0	0

III-10. Formes modales (1, 2 et 3^{ème} modes)

a). 1^{er} mode : Le 1er mode de notre structure est une translation suivant l'axe XX

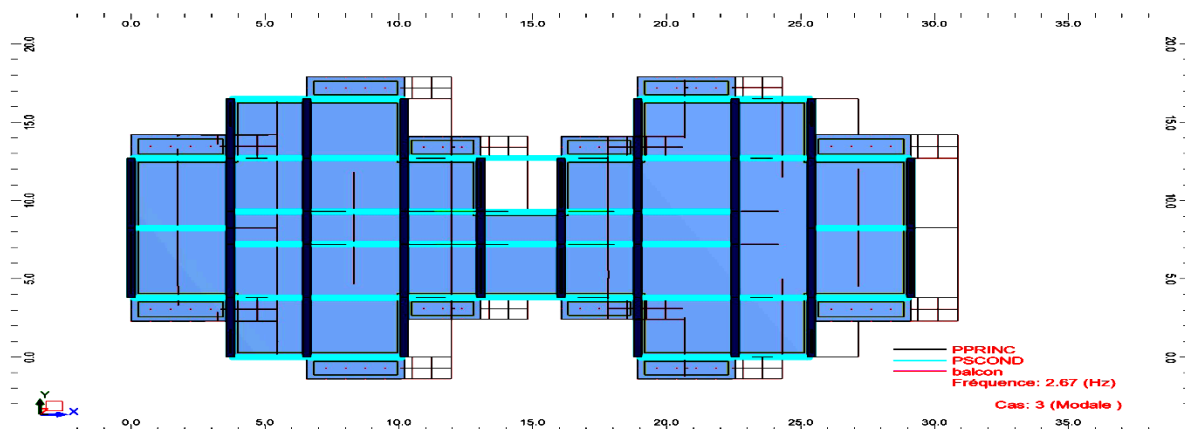


Figure (3-16) : le premier mode

b). **2ème mode** : Le 2ème mode est une translation suivant l'axe YY

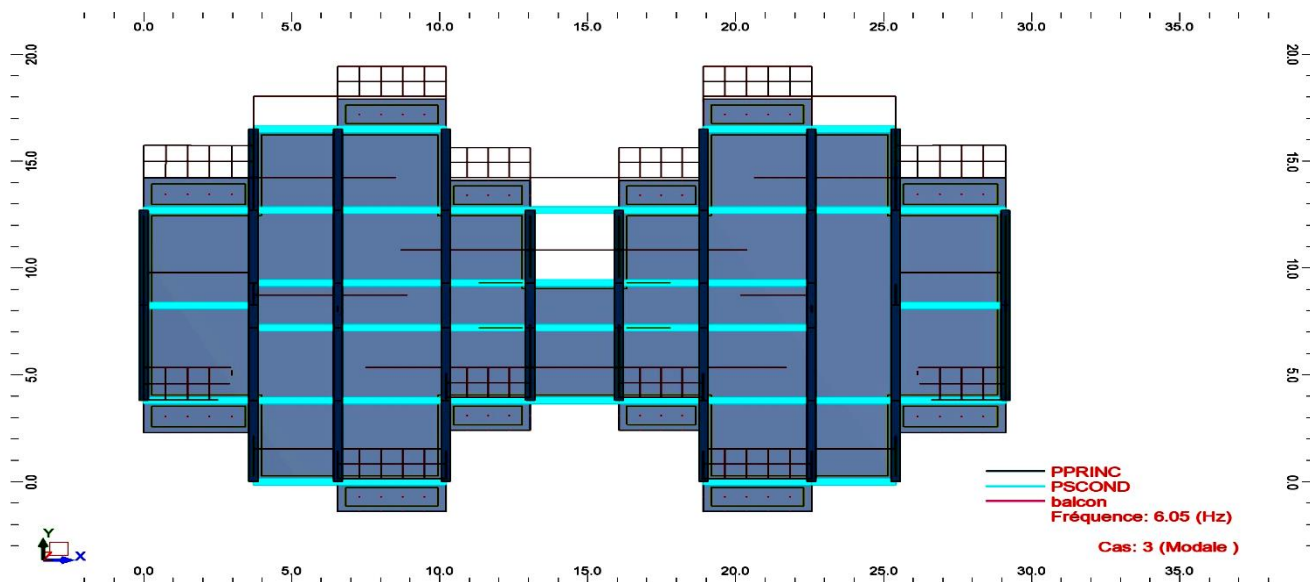


Figure (3-17) : Le deuxième mode

c). **3ème mode** : La 3ème mode est une rotation

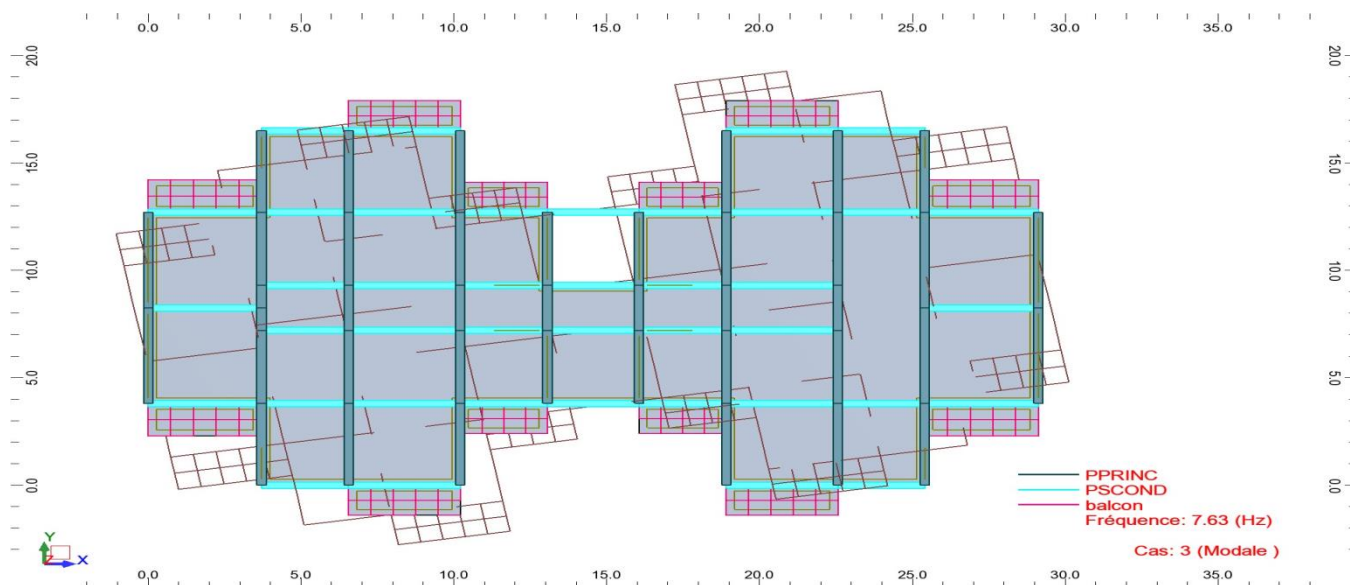


Figure (3-18) : Le troisième mode

La participation modale du premier mode suivant la direction x est prépondérante
(UX = 71.49 %).

Ce qui donne un mode de translation selon cette direction.

La même remarque est faite pour le deuxième mode suivant la direction y (UY=73.01 %)

Conclusion :

A partir de l'étude comparative menée dans ce chapitre, les points suivants peuvent être évoqués :

- Le 1er et le 2ème mode sont des translations suivant les axes (**XX'**) puis (**YY'**). Le 3ème est de rotation suivant l'axe (**ZZ'**).
- Les combinaisons d'action dans l'RPA99 prennent 120% de la charge sismique (E) et ce pour une seule direction ; par contre dans les RPS2002 on remarque une fraction de 20% et dans l'EC8 30% de la charge (Q) en plus de 100 % de (E) suivant la direction considérée.
- La formule de calcul de la période fondamentale $T = \frac{C_T}{n} \times h^{3/4}$ est utilisée dans les trois codes avec limitation d'emploi de cette formule aux bâtiments de hauteur supérieur à 40 m pour l'EC8 et vérifiée avec 30%
- Le nombre de modes à considérer est de 10 modes (participation modale des neuf modes est de 97.00 %). Supérieur à 90% (Condition vérifiée).

Après avoir présenté le bâtiment avec son analyse modale, nous allons dans le chapitre suivant continuer la comparaison mais cette fois-ci en regardant les sollicitations (efforts tranchants, déplacements...) du bâtiment.

Chapitre IV

Étude comparative de la réponse sismique issue des quatre codes et celle de DEEPSOIL

introduction :

Dans le chapitre précédent nous présentons les différentes règles parasismiques par La méthode d'analyse modale spectrale de la structure dans chaque règle.

Dans ce chapitre nous utilisons la méthode linéaire équivalente (avec le logiciel DEEPSOIL) pour estimer le mouvement sismique à la surface (spectre de réponse de référence) et les spectres de réponse issus des quatre règles parasismique RPA99version2003, RPS2002, TURQUE 2007 et EC8.

La méthode d'analyse modale spectrale est ensuite utilisée pour avoir les différents sollicitations (déplacement effort tranchant...etc.). Le spectre de réponse de référence est ensuite confronté avec ceux obtenus par les quatre règles parasismique RPA99version2003, RPS2002, TURQUE 2007 et EC8. Le spectre issu du code parasismique qui converge vers celui de référence est jugé plus fiable.

IV-1. PRESENTATION DU LOGICIEL DEEPSOIL 6.1.1 :

DEEPSOIL est un programme d'analyse unidimensionnelle de la réponse du site qui peut effectuer :

- 1) Une analyse non linéaire 1-D, les analyses dans le domaine temporel avec et sans génération de pression interstitielle
- 2) Équivalent 1-D, les analyses de domaine de fréquence linéaire, y compris la convolution et
- 3) La Déconvolution.

DEEPSOIL a été développé par Prof. YOUSSEF M.A. HASHASH.

L'utilisation du programme DEEPSOIL nécessite des connaissances dans la théorie de propagation d'onde, l'analyse sismiques et de la géotechnique.

Le développement initial de DEEPSOIL était basé sur des recherches soutenues en partie par

EARTHQUAKE Programme des centres de recherche en ingénierie de la NATIONAL SCIENCE FOUNDATION sous le numéro de récompense CEE-9701785 ; le MID-AMERICA EARTHQUAKE Center.

IV-2. Les caractéristiques du notre profile du sol :

Tableau-IV.1 : Les caractéristiques du notre profile du sol meuble partout

Site	Profondeur (m)	Poids volumique KN/m ³	La vitesse du site m/s
Sol 03	10	17	400

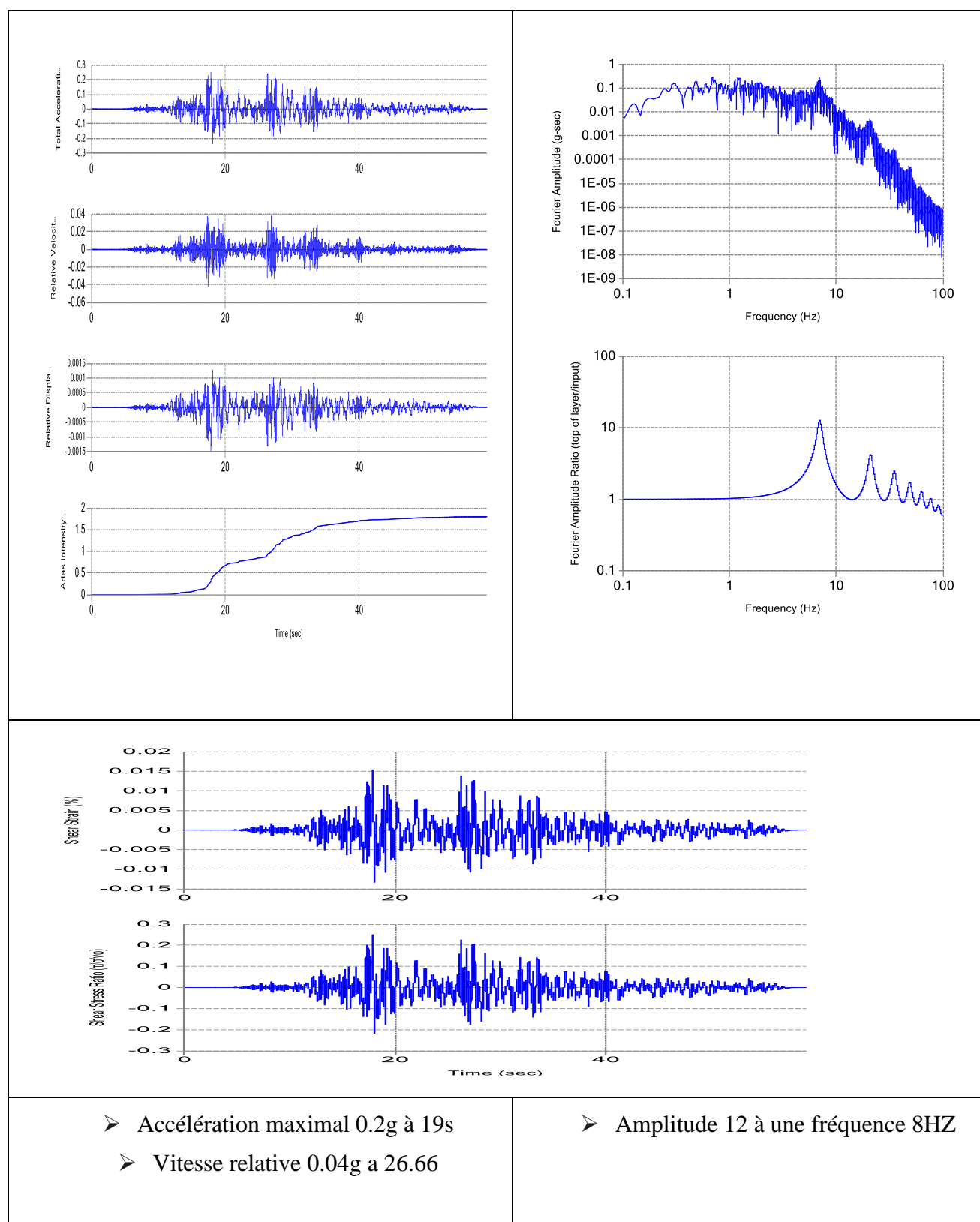


Figure –4.1 résultats de la réponse sismique du profil du SOL03

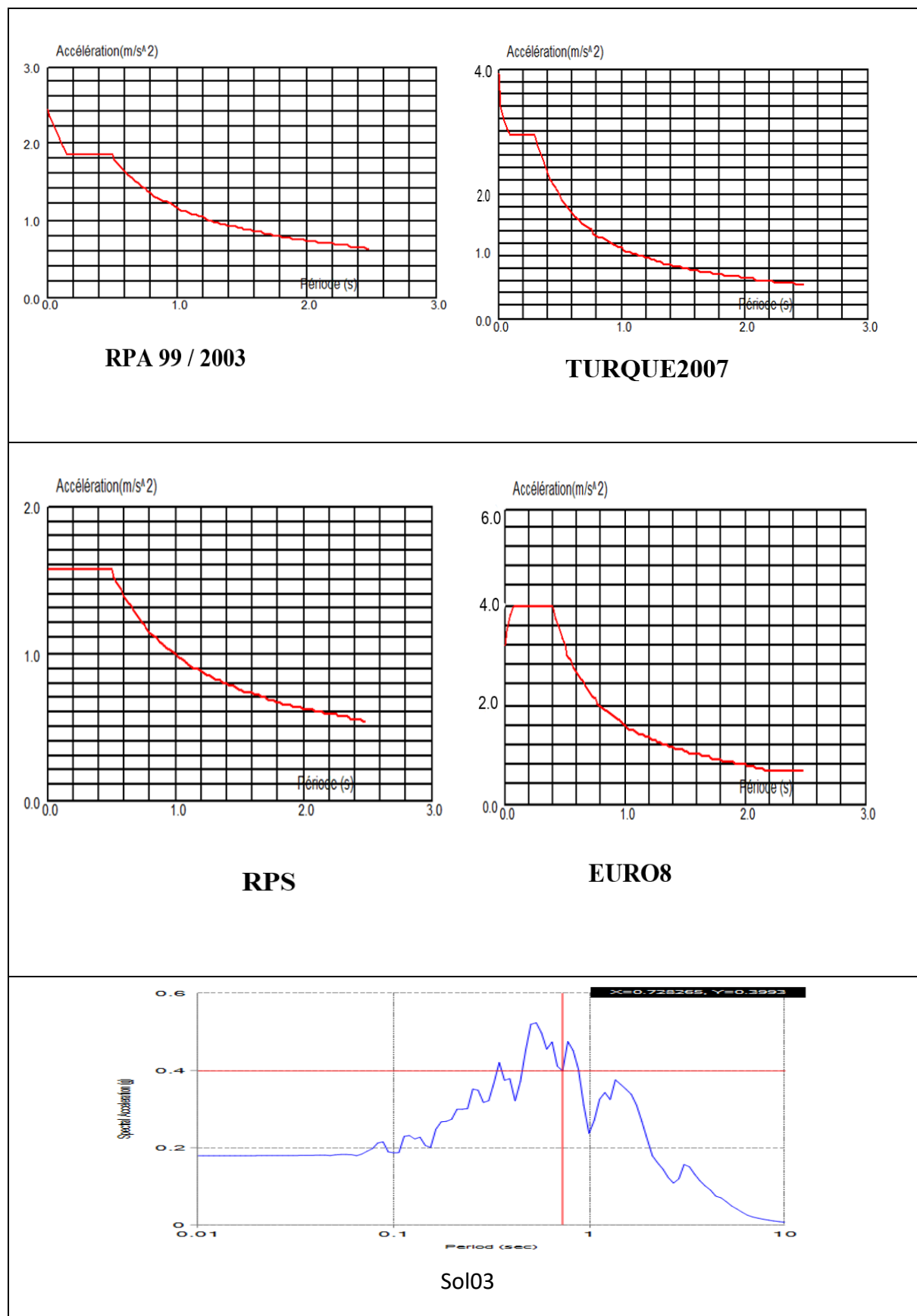


Figure-4.2: les Spectres de réponse (DEEPSOIL, RPA 99 / 2003, RPS 2002, EC8 et LA TURQUE2007)

Dans ce chapitre nous calculons :

- 1) Les efforts tranchants à la base par la méthode statique équivalente pour les quatre codes et en les vérifions par la méthode modale spectrale avec les résultats obtenus par le logiciel rebot 2014.
- 2) Les efforts tranchants à la base par la méthode statique équivalente pour le site 03 et en les vérifions par la méthode dynamique par ACCELEROGRAMME avec les résultats obtenus par le logiciel rebot 2014.
- 3) Traitons les déplacements et nous vérifions les moments stabilisatrices et les moments de renversements.
- 4) IV-3. Effort tranchant à la base :

Il faut vérifier l'écart entre les valeurs de l'effort tranchant obtenu par les deux méthodes : Statique équivalents (v) et modale spectrale (v_t) Pour le RPA e, EC08 et TURQUE2007 la valeur $V_t > 0.8V$ et pour RPS la valeur $V_t > 0.9V$

Tableau-IV.2 effort tranchant à la base : méthode statique équivalente et modale spectrale

			MSE		MMS	
Règlement	Zone	Site	V _x (KN)	V _y (KN)	V _{tx} (KN)	V _{ty} (KN)
Sol 03 RPA 99/2003	FORTE	MEUBLE	3544.15	3865.361	4125.47	4041,46
RPS 2002	FORTE	MEUBLE	3676.54	3865.361	4315.45	4160,74
SOL 03	FORTE	MEUBLE	4946.034	4658.25	5635.84	5746,17
EC8	FORTE	MEUBLE	4371.09	3178.16	7985.21	76531,43
Turque	FORTE	MEUBLE	2882.45	4822.37	5455,51	5105,97

REMARQUE :

- ✓ L'effort tranchant a la base du **RPA99/2003** est moins faibles par rapport l'effort tranchant calculer par la règle **SOL03** sachant que les deux types de sol ont les mêmes caractéristiques et les mêmes zones sismiques.
- ✓ L'effort tranchant calculé par la règle EC08 est moins faible que les l'autres.
- ✓ A partir des résultats donnés par la méthode (MMS) et l'allure de l'effort tranchant dans les deux directions (X-X) et (Y-Y) on peut conclure que le code **TURQUE** converge mieux avec le **deepsoil**

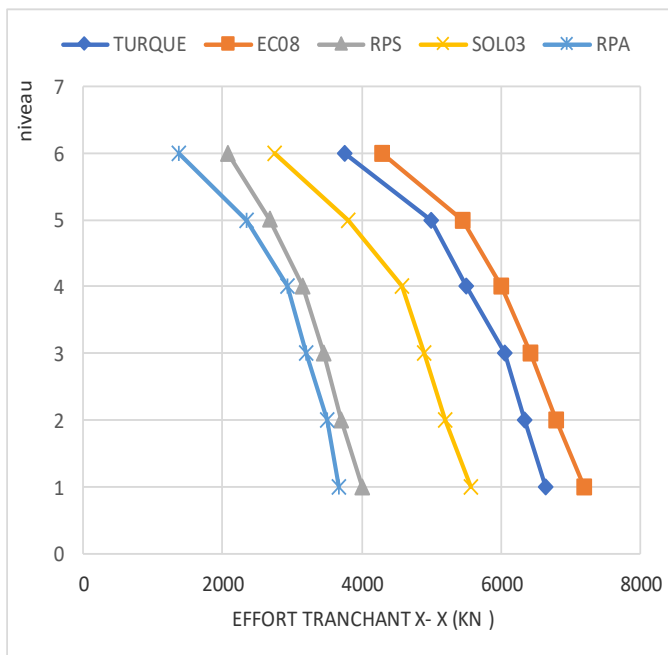


Figure 4.3 Effort tranchant suivant X-X

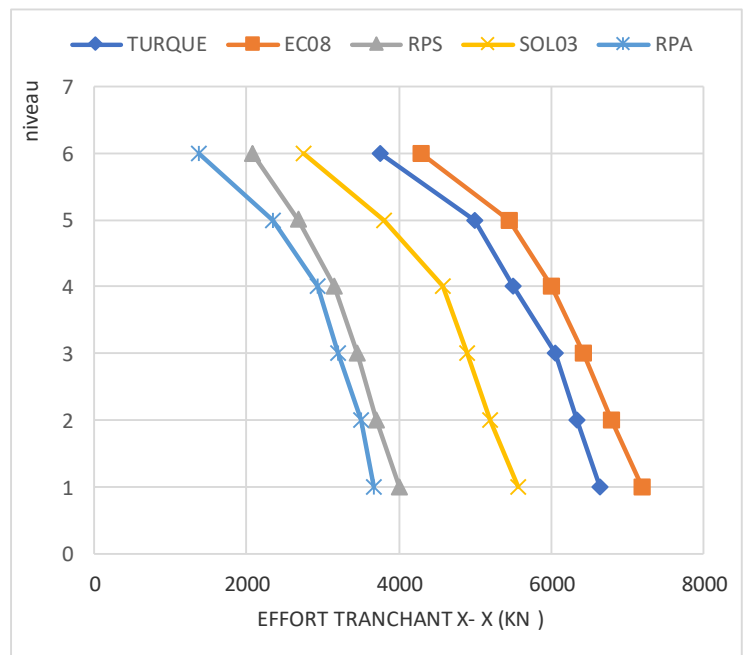


Figure 4.4 : Effort tranchant suivant Y-Y

- ✓ Les figure (4.3 et 4.4) représentent la variation de l'effort tranchant avec la hauteur.
- ✓ Pour les Cinque analyses, nous remarquons une décroissante, non-linéaire, de l'effort tranchant avec le niveau d'étage.
- ✓ Les efforts tranchants suivent la même tendance baissière et même allures avec la force sismique.
- ✓ L'effort tranchant du code RPA est le moins faible dans la direction (X-X) et (Y-Y)
- ✓ L'effort tranchant du code EC08 est plus fort que les autres codes dans la direction (X-X) et (Y-Y).

IV-4. Le déplacement de la structure suivant direction X-X et Y-Y :

Les figures (4-5 et 4-6) représentent le déplacement de la structure suivant la direction X-X et la direction Y-Y, le code RPA et le RPS suivant la même allure, le déplacement au niveau 1 et 2 est presque le même suivant direction X-X.

Il faut vérifier le déplacement relatif inter-étages obtenus par la modélisation en considérant la condition réglementaire $\Delta < 0.01 \cdot H$ (H étant la hauteur d'étage qui est égal à 3.06 m). Le déplacement (Δ) est représenté sur la figure (4.6). Pour l'ensemble des analyses et cas, nous pouvons confirmer que (Δ) est toujours inférieur à 3.06 cm. En outre, le (Δ) max se trouve au milieu du bâtiment (3^{ème} et 4 étages) pour les sites choisies RPA et RPS.

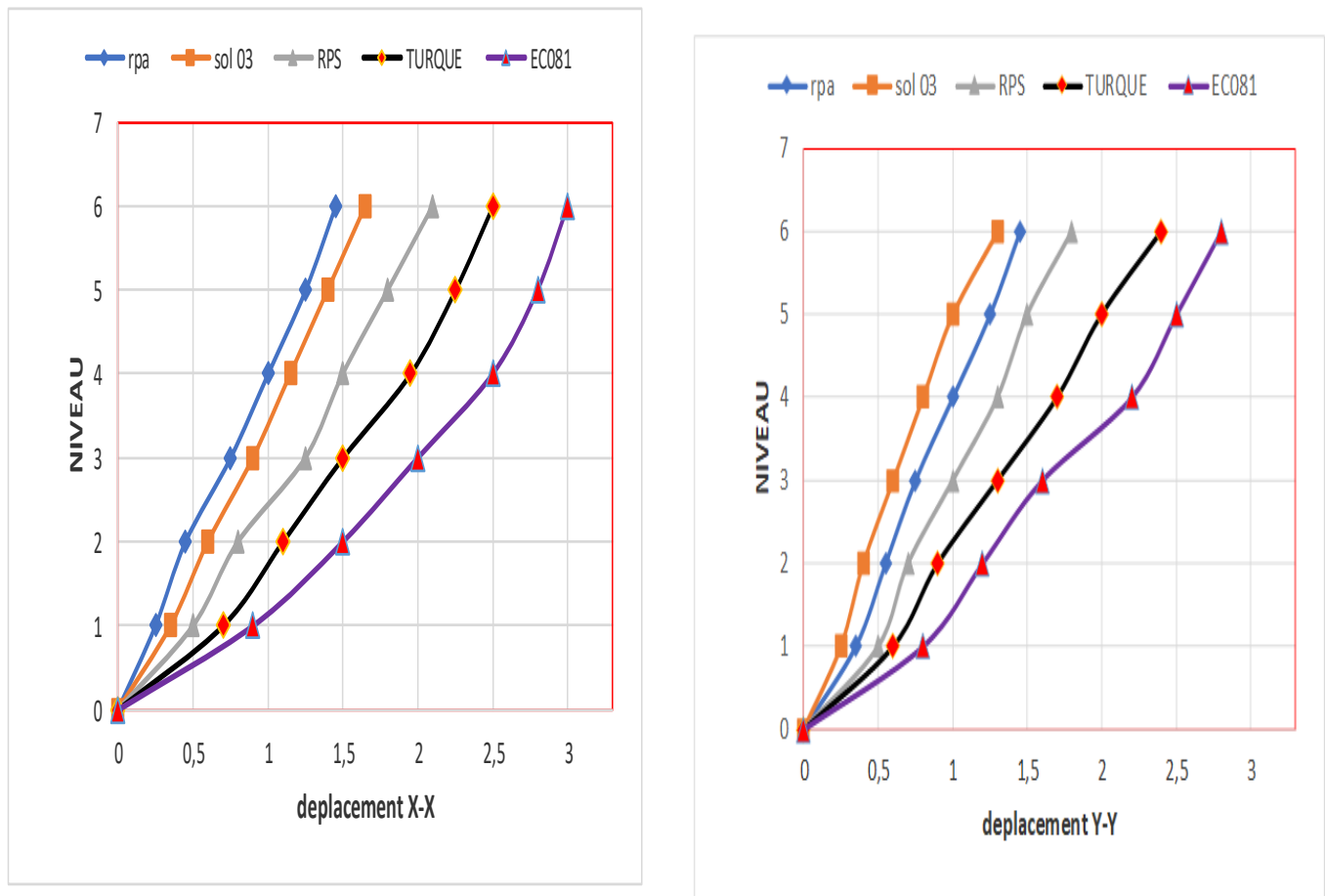


Figure 4-5 déplacement total aux niveaux de chaque étage

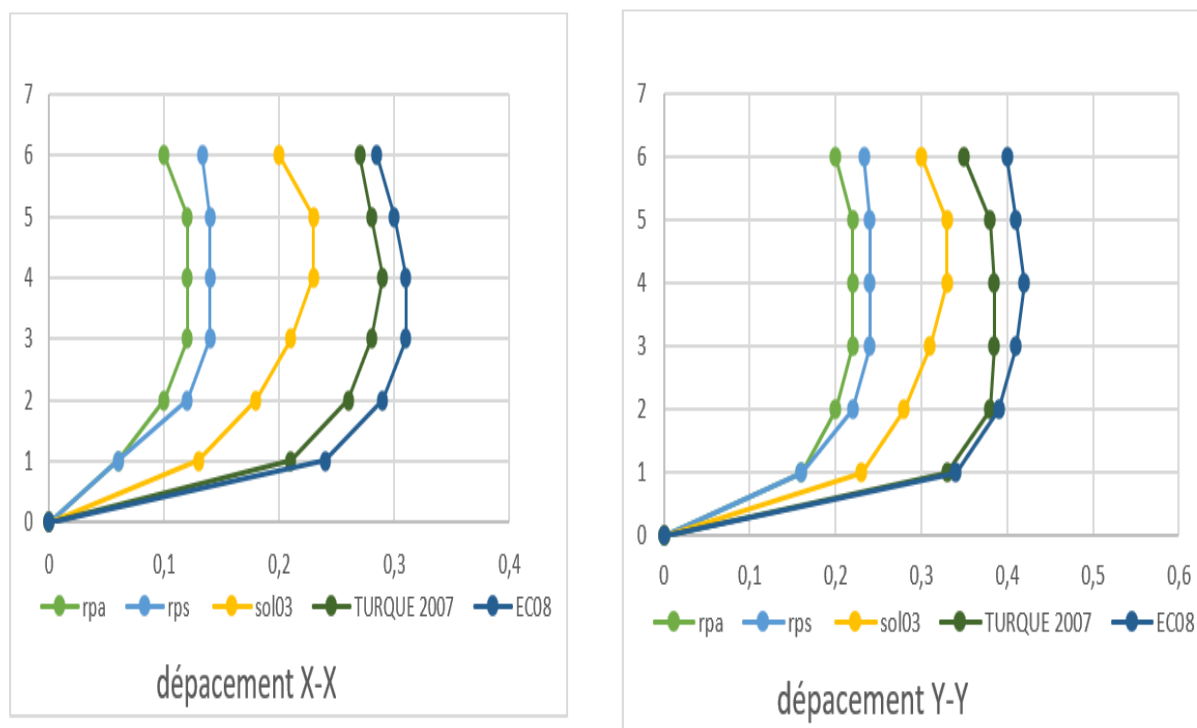


Figure 4-6 déplacement relatif inter-étage

I.2 Les vérifications des moments de renversement et les moments stabilisants :

Dans les tableaux suivants en calcul les moments de renversement et stabilisants de chaque étage dans la direction X-X et la direction Y-Y pour tous les sites en obtient les résultats suivants

Tableau-IV.3 DIRECTION X-X code RPA

Etage	Vx(kn)	fx(kn)	h+2m	W(kn)	Xg	Mr	ms	Vérification
1	1923,43	73,49	5,06	24730,17	14.37	371,8594	354630.64	Vérifié
2	1849,94	152,72	8,12			1240,0864		Vérifié
3	1697,22	229,63	11,18			2567,2634		Vérifié
4	1467,59	307,43	14,24			4377,8032		Vérifié
5	1160,16	398,26	17,3			6889,898		Vérifié
6	761,9	761,9	20,36			15512,284		Vérifié

Tableau-IV.4 DIRECTION Y-Y code **RPA**

Etage	Vy(kn)	fy(kn)	h+2m	W(kn)	Yg	Mr	ms	Vérification
1	1888,59	77,96	5,06	24730,17	9.64	394,4776	238398.83	Vérifié
2	1810,63	158,9	8,12			1290,268		Vérifié
3	1651,73	210,56	11,18			2354,0608		Vérifié
4	1441,17	270,77	14,24			3855,7648		Vérifié
5	1170,4	388,51	17,3			6721,223		Vérifié
6	781,89	781,89	20,36			15919,2804		Vérifié

Tableau-IV.5 DIRECTION X-X code **RPS**

Étage	Vx(kn)	fx(kn)	h+2m	W(kn)	Xg	mr	ms	Vérification
1	3043,74	111,57	5,06	24730,17	14.37	564,5442	354630.64	Vérifié
2	2932,17	259,11	8,12			2103,9732		Vérifié
3	2673,06	404,56	11,18			4522,9808		Vérifié
4	2268,5	548,48	14,24			7810,3552		Vérifié
5	1720,02	706,81	17,3			12227,813		Vérifié
6	1013,21	1013,21	20,36			20628,9556		Vérifié

Tableau-IV.6 DIRECTION Y-Y code **RPS**

Étage	Vy(kn)	fy(kn)	h+2m	W(kn)	Yg	Mr	ms	Verification
1	1894,17	68,47	5,06	24730,17	9.64	346,4582	238398.83	Vérifié
2	1825,7	154,56	8,12			1255,0272		Vérifié
3	1671,14	227,67	11,18			2545,3506		Vérifié
4	1443,47	311,37	14,24			4433,9088		Vérifié
5	1132,1	436,79	17,3			7556,467		Vérifié
6	695,31	695,31	20,36			14156,5116		Vérifié

Tableau-IV.7 DIRECTION X-X code EC08

Etage	Vx(kn)	fx(kn)	h+2m	W(kn)	Xg	Mr	ms	Vérification
1	1894,17	68,47	5,06	24730,17	14.37	346,4582	354630.64	Vérifié
2	1825,7	154,56	8,12			1255,0272		Vérifié
3	1671,14	227,67	11,18			2545,3506		Vérifié
4	1443,47	311,37	14,24			4433,9088		Vérifié
5	1132,1	436,79	17,3			7556,467		Vérifié
6	695,31	695,31	20,36			14156,5116		Vérifié

Tableau-IV.8 DIRECTION y-y code EC08

Étage	Vy(kn)	fy(kn)	h+2m	W(kn)	Yg	Mr	ms	Vérification
1	691,36	2,5	5,06	24730,17	9.64	12,65	238398.83	Vérifié
2	688,86	5,37	8,12			43,6044		Vérifié
3	683,49	9,25	11,18			103,415		Vérifié
4	674,24	13,83	14,24			196,9392		Vérifié
5	660,41	18,83	17,3			325,759		Vérifié
6	641,58	641,58	20,36			13062,5688		Vérifié

Tableau-IV.9 DIRECTION X-X code TURQUE

Étage	Vx(kn)	fx(kn)	h+2m	W(kn)	Xg	Mr	ms	Vérification
1	1338,51	50,72	5,06	24730,17	14.37	256,6432	354630.64	Vérifié
2	1287,79	105,85	8,12			859,502		Vérifié
3	1181,94	154,19	11,18			1723,8442		Vérifié
4	1027,75	204,72	14,24			2915,2128		Vérifié
5	823,03	267,07	17,3			4620,311		Vérifié
6	555,96	555,96	20,36			11319,3456		Vérifié

Tableau-IV.10. DIRECTION Y-Y code TURQUE2007

Étage	Vy(kn)	fy(kn)	h+2m	W(kn)	Yg	Mr	ms	Vérification
1	2233,97	85,2	5,06	24730,17	9.64	431,112	238398.83	Vérifié
2	2148,77	180,7	8,12			1467,284		Vérifié
3	1968,07	253,07	11,18			2829,3226		Vérifié
4	1715	336,76	14,24			4795,4624		Vérifié

5	1378,24	476,56	17,3			8244,488		Vérifié
6	901,68	901,68	20,36			18358,2048		Vérifié

Tableau-IV.11. DIRECTION X-X sol 03

Étage	Vx(kn)	fx(kn)	h+2m	W(kn)	Xg	Mr	ms	Vérification
1	569,71	17,78	5,06	24730,17	14.37	89,9668	354630.64	Vérifié
2	551,93	39,53	8,12			320,9836		Vérifié
3	512,4	57,35	11,18			641,173		Vérifié
4	455,05	75,31	14,24			1072,4144		Vérifié
5	379,74	100,24	17,3			1734,152		Vérifié
6	279,5	279,5	20,36			5690,62		Vérifié

Tableau-IV.12. DIRECTION Y-Y sol meuble partout

Étage	Vy(kn)	fy(kn)	h+2m	W(kn)	Yg	Mr	ms	Vérification
1	804,57	18,38	5,06	24730,17	9.64	93,0028	238398.83	Vérifié
2	786,19	47,75	8,12			387,73		Vérifié
3	738,44	83,35	11,18			931,853		Vérifié
4	655,09	122,8	14,24			1748,672		Vérifié
5	532,29	164,71	17,3			2849,483		Vérifié
6	367,58	367,58	20,36			7483,9288		Vérifié

Tableau IV.13 Récapitulatif des moments renversement suivants les direction X-X et Y-Y

Les moments de reversements	Etage	Code RPA	Sol 03	Code RPS	code TURQUE	Code EC08	État
DIRECTION X-X	1	371,859	89,9668	564,5442	256,6432	346,4582	Vérifié
	2	1240,086	320,9836	2103,9732	859,502	1255,0272	Vérifié
	3	2567,263	641,173	4522,9808	1723,8442	2545,3506	Vérifié
	4	4377,803	1072,4144	7810,3552	2915,2128	4433,9088	Vérifié
	5	6889,898	1734,152	12227,813	4620,311	7556,467	Vérifié
	6	15512,28	5690,62	20628,955	11319,345	14156,511	Vérifié

	Etage	Code RPA	Sol 03	Code RPS	Code TURQUE	Code EC08	Etat
Les moments de reversements DIRECTION Y-Y	1	394,4776	93,0028	346,4582	431,112	12,65	Vérifié
	2	1290,268	387,73	1255,0272	1467,284	43,6044	Vérifié
	3	2354,061	931,853	2545,3506	2829,3226	103,415	Vérifié
	4	3855,764	1748,672	4433,9088	4795,4624	196,9392	Vérifié
	5	6721,223	2849,483	7556,467	8244,488	325,759	Vérifié
	6	15919,28	7483,9288	14156,511	18358,204	13062,568	Vérifié

A partir des tableaux les moments stabilisant dans les Cinq analyses sont plus grands que les moments de renversement ce dernier assure une stabilité à notre bâtiment. Il faut prendre en considération la hauteur d'ancrage, dans notre cas la hauteur est 2 m.

Conclusion :

Dans le domaine de génie civil L'effet de site est le terme utilisé pour décrire la modification de la secousse sismique induite par la géologie locale. Pour assurer un bâtiment stable il faut bien étudier la complexité du signal sismique. En particulier, les couches les plus superficielles sont en général plus meubles (la vitesse des ondes y est plus faible), ce qui modifie notablement leurs caractéristiques et leur comportement mécanique.

Et pour bien dimensionner les différents éléments de bâtiment il est conseillé d'utiliser le spectre de réponse donné par les règles parasismiques qui ont été posées par des experts et le spectre de réponse de ce dernier restera plus général par rapport à celui donné par des logiciels comme DEEPSOIL.

Le spectre de réponse du DEEPSOIL on peut l'utiliser si nous avons un enregistrement sur le site, ce qui est rare. C'est pour cette raison on doit utiliser le spectre de réponse donné par les règles parasismiques à travers les paramètres du site, groupe d'usage, la zone..... etc.).

Conclusion Générale

Conclusion Générale :

Ce mémoire expose une étude comparative de l'effet de site local entre les règles parasismiques algériennes (RPA99/v2003), marocaine RPS2002, Turque et les normes parasismiques de l'Eurocode8 (EC8). Nous avons étudié la réponse dynamique de notre bâtiment par l'analyse modale spectrale et on a comparé entre la réponse dynamique avec le spectre de réponse donné par les codes parasismiques et le spectre donné par le logiciel DEEP SOIL .

Plusieurs résultats ont été obtenus. Nous les résumons dans les points suivants : Le spectre de réponse de site 03 donné par le logiciel DEEP SOIL nous donne un résultat différent que celui donné par la règle rpa sachant que les deux sites ont les mêmes caractéristiques mécaniques et dynamiques du sol.

Les recommandations de l'EC8 classent les sites selon la moyenne de la vitesse de propagation des ondes de cisaillement sur trente mètres de profondeur (VS30) si elle est disponible ou en Sept (07) catégories. Cependant, RPA99/v2003 adopte quatre catégories et trois classes pour RPS (2002) seulement.

Dans les quatre règles les formules donnant l'effort tranchant à la base ont été réalisées dans le but de distinguer la philosophie de calcul de chaque code. Nous pouvons regrouper les différences dans les points suivants : Coefficient de zone, classes de site, forme spectrale S_a/g (T , site,...), coefficient de comportement, amplification spectrale de site, importance d'ouvrage, combinaisons d'action, nombre minimal de mode à considérer, formule de la période fondamentale empirique, le coefficient du rapport entre l'effort tranchant à la base issu de MMS et MSE ($B=V_{MMS}/V_{MSE}$).

$T = C_T \times h_n^{3/4}$ est utilisée dans les trois codes avec limitation d'emploi de cette formule aux bâtiments de hauteur supérieure à 40 m pour l'EC8 et vérifiée avec 30%. Le nombre de modes à considérer est de 10 modes (participation modale des neuf modes est de 97.00 %. Supérieure à 90% (Condition vérifiée). Selon le RPA99/v 2003 La détermination du coefficient d'amortissement dépend du type de structure et de la nature des matériaux. Alors que les autres codes l'EC8 utilisent la même valeur du coefficient. Eurocode8 préconise trois spectres de réponse suivant le type de sol par contre Le RPA99/v2003 et RPS2002 on adopte un seul spectre de réponse élastique horizontale de calcul, similaire au 3ème spectre de l'EC8.

PERSPECTIVES

Pour approfondir le présent travail, il faut se pencher sur les recommandations suivantes :

- Choisir un type de sol avec plusieurs couches en appuyant sur un rapport géotechnique.
- S'orienter vers un concept par performance en choisissant le spectre de réponse pour tenir compte de l'alea sismique et de le degré de dégât.
- Utiliser un accélérogramme pour étudier la non linéarité.
- Choisir plusieurs codes différents pour faire la comparaison.

REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

Références et Bibliographiques

- [1] Calcul des ouvrages en béton armé. M.BELAZOUGUI.
- [2] notions sur les matériaux de construction et la pratique des travaux. GEORGES TOUTLMONDE
- [3] cours pratique de résistance des matériaux. J-C. DOUBRERE
- [4] Génie parasismique : Conception et dimensionnement des bâtiments. MARC BADOUX
- [5] Dimensionner les ouvrages en maçonnerie : Guide d'application. MARCEL HUREZ
NICOLAS JURASZE
- [6] Mécanique des sols appliqué problèmes résolus. BOUAFIA ALI
- [7] cours dynamiques de structure PR. DERRAS BOUMEDIENE
- [8] mémoire : BELKHADEM ABDELWADOUD, BERRAHOU AHMED
- [9] DROUNA, K. Evaluation des performances parasismiques des portiques en BA renforcés par chemisage en béton armé et par bandage en CFRP. Mémoire en vue de l'obtention d'un magistère en génie civil. Université de Constantine, 2010, Algérie, 146p.
- [10] Règlement de constructions parasismiques EUROCODE8.
- [11] Règlement de constructions parasismiques CODE TURQUE 2007.
- [12] Règlement de construction parasismique (R.P.S 2002), Ministère de l'Aménagement du Territoire, de l'Urbanisme, de l'Habitat et de l'Environnement. Royaume du Maroc.
- [13] Règlement parasismique algérien (RPA 99/ version 2003), Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique.
- [14] <http://deepsoil.cee.illinois.edu/>
- [15] <https://www.journaldujapon.com/2018/04/17/seismes-quand-la-terre-tremble-au-japon/>
- [16] <http://www.afps-seisme.org/PUBLI/Rapports-de-missions/AFPS-Rapport-mission-1994-Seisme-Northridge-Californie-USA.>

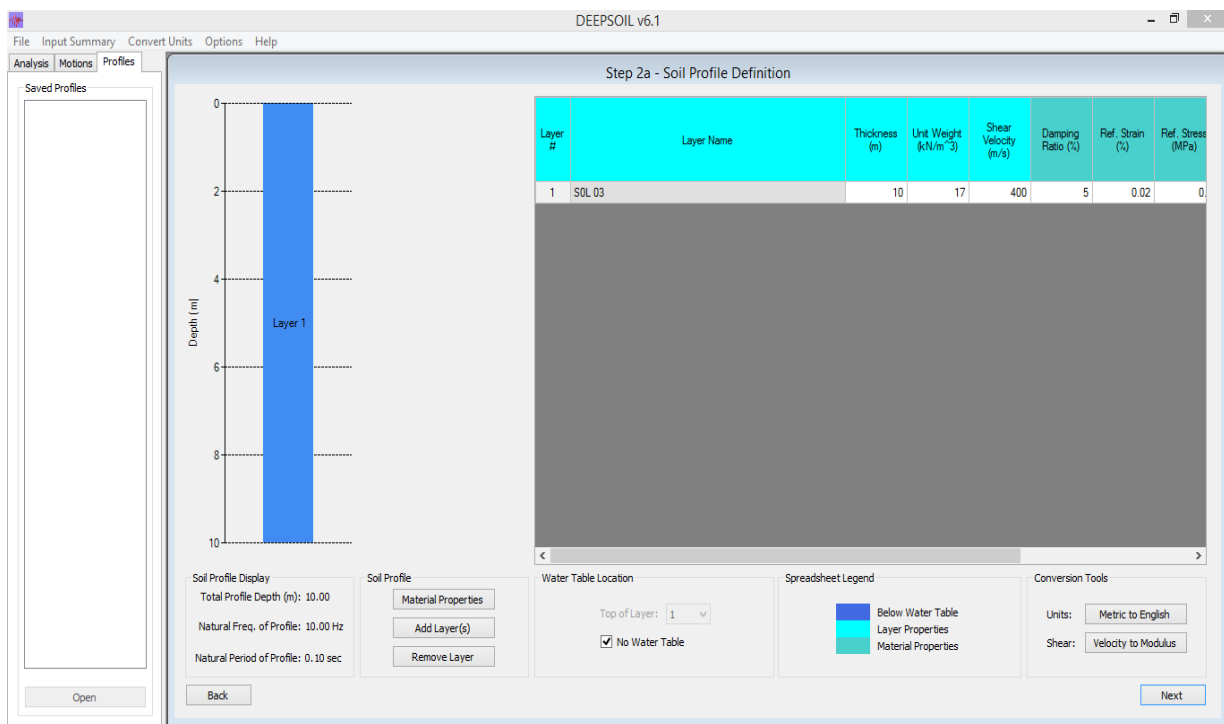
Logiciel :

- ✓ Logiciel Autodesk ROBOT BAT 2014
- ✓ DEEPSOIL V06.1

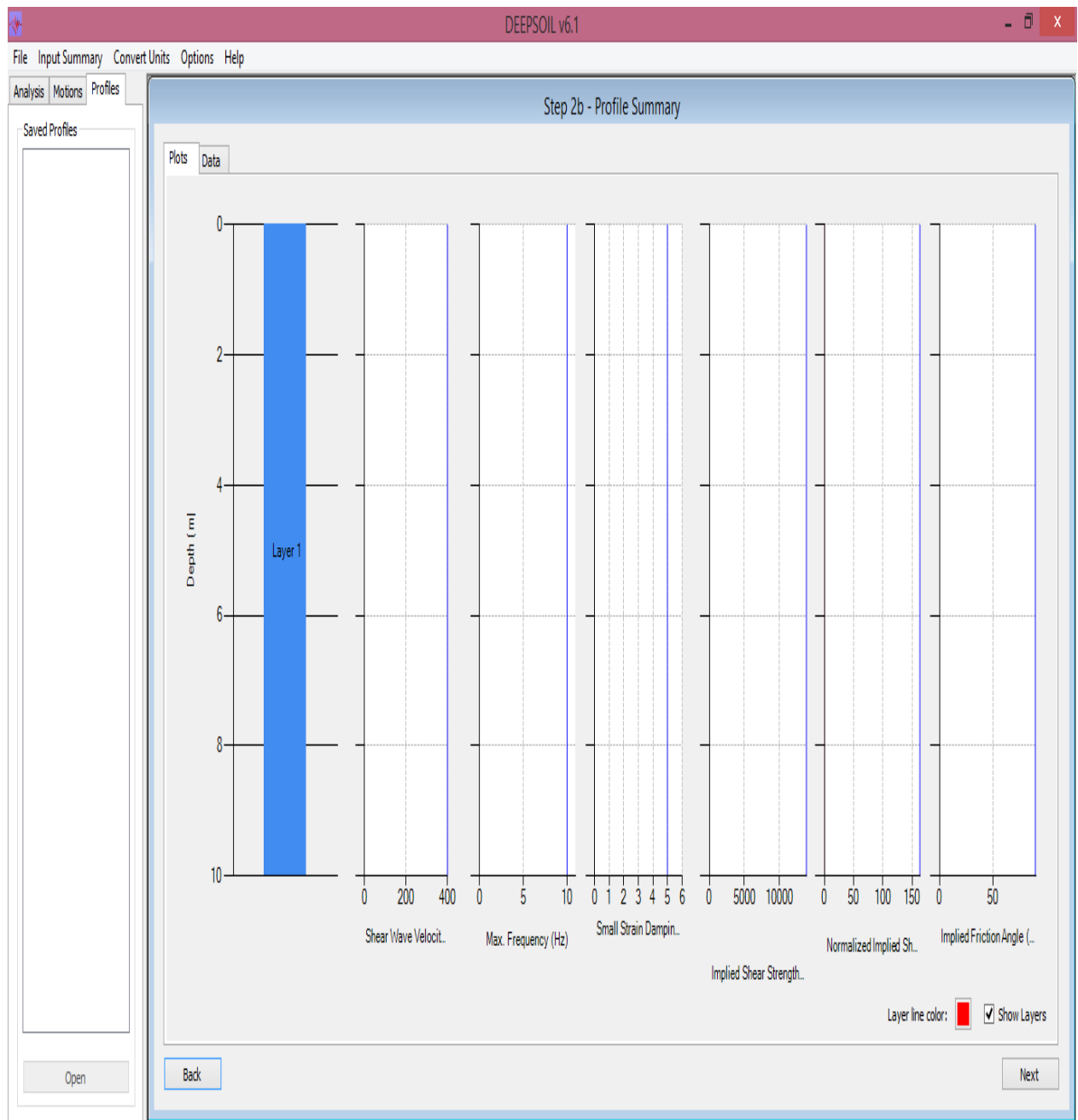
ANNEXES

ANNEXES

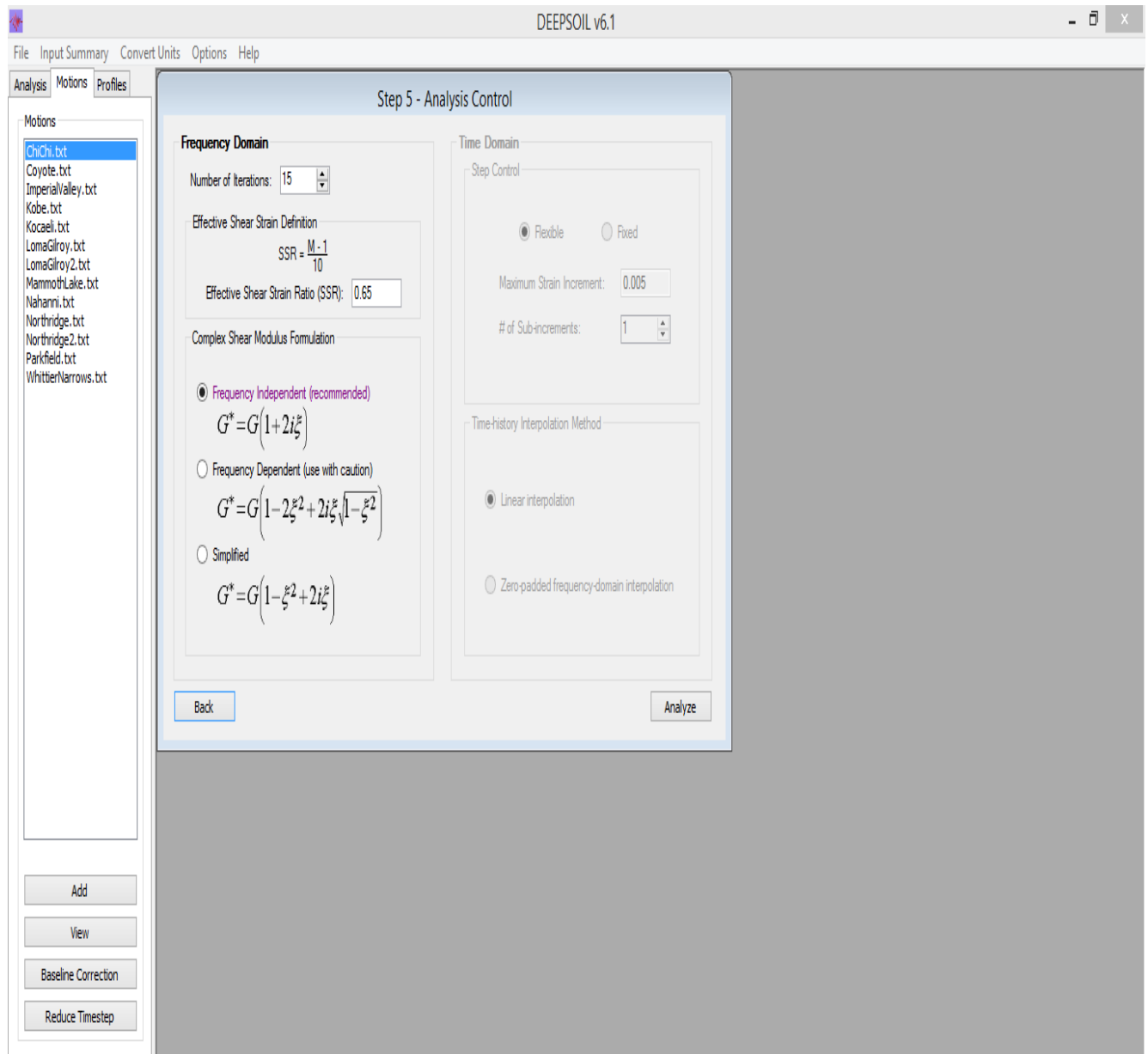
- ✓ Règlement de constructions parasismiques EUROCODE8
- ✓ Règlement de constructions parasismiques CODE TURQUE 2007
- ✓ Règlement de construction parasismique (R.P.S 2002)
- ✓ règles parasismiques algériennes RPA 99 / VERSION 2003
- ✓ LE profil du sol meuble partout analyser par **DEEPSOIL**



La configuration du Profil de sol03 DEEP SOIL



LA configuration Résumé du profil sol 03 DEEP SOIL



L'analyse control profil sol 03 DEEP SOIL