

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed Khider– Biskra
Faculté des Sciences et de la technologie
Département : Génie civil et hydraulique
Réf :



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم : الهندسة المدنية و الري
المرجع :

Mémoire présenté en vue de l'obtention
du diplôme de
Magister en génie civil

Option : Interaction sol-structure

**INFLUENCE DE L'INTERACTION SOL
STRUCTURE SUR LA REPONSE SISMIQUE
DES BATIMENTS**

Présenté par :
BENLAALA Nawel

Soutenu publiquement le

Devant le jury composé de :

Président :	Mr MELLAS Mekki	MC	Université de Biskra.
Directeur de mémoire :	Mr OUNIS Abdelhafid	MC	Université de Biskra.
Examineur :	Mr ZAATAR Abdallah	MC	Université de Biskra.
Examineur :	Mr HAMADI Djamel	MC	Université de Biskra.

RESUME

Selon les caractéristiques de la structure et le mouvement du sol, l'interaction sol structure peut avoir un effet sur la magnitude des forces induites à la structure en question. La réponse sismique d'une structure se trouve toujours liée à la forme avec laquelle les mouvements sismiques du sol sont transmis à travers ses fondations au système fondation-structure. La complexité du problème d'interaction sol structure réside dans l'intégration et le couplage des deux éléments, le sol et la structure. Ce phénomène peut décrire les effets qui se produisent dans le plan du contact sol/structure, de sorte que, dans l'analyse de la réponse dynamique, non seulement les propriétés structurelles soient incluses mais également les propriétés du sol sous-jacent. L'interaction sol structure peut donc contribuer à amplifier ou à diminuer la réponse dynamique de la structure.

L'influence de l'interaction sol structure sur les bâtiments en béton armé est étudiée. L'analyse de la réponse sismique des structures à savoir le déplacement et l'évolution de l'effort tranchant développé à la base des structures avec et sans interaction montre l'importance de la prise en compte de ce phénomène au stade de la conception du projet pour différents types de sol comme préconisé par la réglementation en vigueur.

Mots –clefs :

Interaction sol structure, séisme, fondation, spectres de raiponce

ABSTRACT

According to the characteristics of the structure and movement of soil, soil-structure interaction can affect the magnitude of the forces induced on the structure in question. The seismic response of a structure is always linked to the form in which the seismic ground motions are transmitted through its foundations and foundation-structure system. The complexity of soil-structure interaction problem lies in the integration and coupling of two elements, the soil and structure. This can describe the effects that occur in the plane of the contact soil-structure, so that in the analysis of dynamic response, not only structural properties but also included are the properties of the underlying soil. The soil-structure interaction can serve to amplify or reduce the dynamic response of the structure. The influence of soil-structure interaction on the reinforced concrete buildings is investigated. Analysis of seismic response of structures, namely the movement and evolution of shear developed at the base of the structures with and without interaction demonstrates the importance of taking into account this phenomenon in the design stage of project for different types of soil as recommended by the regulations.

Keys words:

Soil-structure, seism, foundation, response spectrums.

الخلاصة

وفقاً لخصائص المبنى و حركة التربة فإن التأثير المتبادل بين التربة و المبنى يولد قوى داخلية في المبنى ويرتبط السلوك الزلزالي للمنشأ بطبيعة الموجات الأرض الزلزالية التي تأتي إليها من خلال الأساسات، و استجابة المبنى لشدة الزلزال لا ترتبط فقط بخصائص المبنى و لكنها تشمل أيضا الخصائص الميكانيكية للتربة ولهذا نأخذ بعين الاعتبار التأثير المتبادل و التفاعل بين التربة و المبنى .

في هذا العمل نبين انه يمكن أن ندرس التغيرات الطارئة على المنشأ و ذلك بدراسة ترحزح المبنى وقوى القص الناتجة بوجود التفاعل والذي نلجأ إلى تمثيله بمجموعة من النوابض أو عدمه، وذلك بتغير نوعية التربة المحددة بأطراف الإجابة المبينة في القواعد الجزائرية لمقاومة الزلازل (ق.ج.ز./99) طبعة 2003 على استجابة المبنى.

المفاهيم الأساسية:

التفاعل المتبادل بين التربة و المبنى، الزلزال، الأساسات، طيف الإجابة.

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE	1
------------------------------	----------

Chapitre I:

LA SISMOLOGIE **3**

I.1. Introduction.....	3
I.2. Origine et actions des séismes.....	3
I.3. Foyer et épicentre.....	3
I.4. Propagation des ondes sismiques.....	4
<i>I.4.1. Ondes de volume.....</i>	<i>5</i>
<i>I.4.2. Ondes de surface.....</i>	<i>7</i>
I.5. Caractéristiques d'un séisme.....	9
<i>I.5.1. L'accélérogramme.....</i>	<i>9</i>
<i>I.5.2. Le spectre de réponse.....</i>	<i>9</i>
I.6. Classification des zones en Algérie.....	9
I.7. Quelques séismes historiques.....	11
I.8. Conclusion.....	11

Chapitre II

COMPORTEMENT DES SOLS SOUS CHARGEMENT CYCLIQUE **12**

II.1. Introduction.....	12
II.2. Chargement monotone.....	13
II.3. Influence de la nature des sols sur le mouvement sismique.....	13
II.4. Chargement cyclique.....	15
II.5. Loi de Comportement pour le chargement cyclique des sols.....	18
<i>II.5. 1. Domaine linéaire ($0 < \gamma_c < 10^{-4}$).....</i>	<i>19</i>
<i>II.5. 2. Domaine hystérétique stabilisé ($10^{-5} < \gamma_c < 10^{-4}$).....</i>	<i>20</i>
<i>II.5. 3. Domaine hystérétique non stabilisé ($10^{-4} < \gamma_c < 10^{-3}$).....</i>	<i>20</i>
<i>II.5. 4. Domaine des lois incrémentales ($\gamma_c > 5 \cdot 10^{-3}$).....</i>	<i>21</i>

II.6. Conclusion.....	21
-----------------------	----

Chapitre III:

COMPORTEMENT CYCLIQUE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME	22
III.1. Introduction.....	22
III.2. Nature des structures et leur comportement.....	23
<i>III.2.1. Type des structures.....</i>	23
<i>III.2.1.1. Structures parfaitement raides – ($T = 0$).....</i>	23
<i>III.2.1.2. Structures parfaitement souples – ($T = \infty$).....</i>	23
<i>III.2.1.3. Structures courante.....</i>	24
<i>III.2. 2. Comportement des bâtiments à l'action sismique.....</i>	24
III.3. Calcul sismique des structures.....	26
III.4. Réponse dynamique.....	26
<i>III.4.1. Equation du mouvement.....</i>	26
<i>III.4.2. Mode propre.....</i>	30
<i>III.4.3. Analyse modale spectrale.....</i>	33
<i>III.4.4 Méthodologie de calcul.....</i>	34
III.5. Conclusion.....	38

Chapitre IV:

INTERACTION SOL – STRUCTURE	39
IV.1. Introduction.....	39
IV.2. Etude du problème d'interaction sol structure.....	41
<i>IV.2.1. Formulation d'un problème d'interaction.....</i>	41
<i>IV.2.2. Mouvement du sol en champ libre.....</i>	41
IV.3. Illustration de l'effet de l'interaction sol structure.....	42
<i>IV.3.1 Modèle analogique simplifié.....</i>	42
<i>IV.3.2. Influence de l'interaction sol structure.....</i>	45
IV.4. Formulation de l'interaction sol structure.....	47
IV.5. Fondamentaux de l'interaction sol structure.....	48
IV.6. Détermination de la réponse dynamique.....	50

IV.6.1. Amortissement.....	50
IV.7. Méthodes de prise en compte de l'interaction sol structure.....	51
IV.7.1. Méthode globale.....	51
IV.7.2. Méthode de sous structure.....	53
IV.7.3. Modélisation du sol par un système de ressort amortis.....	57
IV .8. Définition de l'impédance	59
IV .8.1. Impédance d'une fondation superficielle.....	59
IV.9. Conclusion.....	66

Chapitre V:

MODELISATION AVEC PRISE EN COMPTE DE L'INTERACTION SOL STRUCTURE 67

V.1. Introduction.....	67
V.2. Classification des sites selon le RPA 99 (ver 2003).....	67
V.3. Spectre de réponse selon le RPA 99 (ver 2003).....	68
V.4. Modélisation de la structure.....	69
V.5. Modélisation du sol (ressorts de sol).....	69
V.6. Caractéristiques géométriques.....	70
V.6.1. Portique 2N.....	70
V.6.2. Portique 4N.....	71
V.6.3. Portique 10N.....	71
V.7. Caractéristiques mécaniques du sol.....	72
V.7.1. Portique 2N.....	72
V.7.2. Portique 4N.....	73
V.7.3. Portique 10N.....	74

Chapitre VI:

RESULTATS ET INTERPRETATION SUR LES STRUCTURES EN BETON ARME 76

VI. Résultats.....	76
VI.1. Périodes de calcul.....	76
VI.1.1-1ère cas: sans ISS.....	76
VI.1.2-2ème Cas: avec ISS.....	77
VI.2. Le déplacement relatif.....	84

VI.3 Le déplacement absolu.....	91
VI.4. Effort tranchant à la base.....	97

CONCLUSIONS ET RECOMMANDATION	102
--------------------------------------	------------

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	105
------------------------------------	------------

Annexes:

Annexe A: calcul les placements U_1, U_3 et R_2 sans ISS	108
--	------------

Annexe B: calcul les placements U_1, U_3 et R_2 avec ISS	115
--	------------

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I: LA SISMOLOGIE

Figure 1.1: Localisation des séismes	4
Figure 1.2: Mouvement des particules au passage d'une onde S	7
Figure 1.3: Mouvement des particules au passage d'une onde P	7
Figure 1.4: Les ondes sismiques "love "et "Rayleigh"	8
Figure 1.5: Zone sismique du territoire national.	10
Figure 1.6: Les séismes majeurs en ALGERIE	11

CHAPITRE II: COMPORTEMENT DES SOLS SOUS CHARGEMENT CYCLIQUE

Figure 2.1: Lois de comportement	12
Figure 2.2: Allures des spectres d'accélération moyenne pour différents sols	14
Figure 2.3: Séquence de chargement idéalisé	15
Figure 2.4: Courbe effort déformation cyclique	16
Figure 2.5: Chargements cyclique quelconque	17
Figure 2.6: Variation de volume sous chargement cyclique	18

CHAPITRE III: COMPORTEMENT CYCLIQUE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

Figure 3.1: Types de structures	23
Figure 3.2: Comportement des structures sous l'action sismique	25
Figure 3.3: Réponse d'un ouvrage rigide aux mouvements provoqués par l'action sismique	25
Figure 3.4: Oscillateur simple	29
Figure 3.5: Modes de vibration – Portique	33

CHAPITRE IV: INTERACTION SOL - STRUCTURE

Figure 4.1: Interaction sol – structure.	40
Figure 4.2: Accélération en champ libre.	42
Figure 4.3: Modèle simplifié d'interaction sol structure	43
Figure 4.4: Influence de l'interaction sol – structure	46
Figure 4.5: Décomposition du problème d'interaction sol structure	48
Figure 4.6: Influence de la prise en compte de l'amortissement du sol sur les valeurs des accélérations en m / s^2	50
Figure 4.7: Schématisation d'un problème d'interaction Sol structure en éléments finis	52
Figure 4.8: Schématisation d'une méthode de sous structure	53
Figure 4.9: Théorème de superposition	56
Figure 4.10: Modélisation du sol par un système de ressorts	58
Figure 4.11: Impédance d'une fondation superficielle circulaire	61
Figure 4.12: Impédance de la fondation circulaire superficielle	62
Figure 4.13: Réponse d'une fondation circulaire à une force verticale	63
Figure 4.14: Impédance d'une fondation circulaire sur une monocouche	64
Figure 4.15: Modèles rhéologiques simplifiés pour l'impédance	65

CHAPITRE V: MODELISATION AVEC PRISE EN COMPTE DE L'INTERACTION SOL STRUCTURE

Figure 5.1: Portique rigide à deux niveaux	70
Figure 5.2: Portique semi rigide à quatre niveaux	71
Figure 5.3: Portique flexible à dix niveaux	72
Figure 5.4: Portique sur appuis élastique à deux niveaux.	72
Figure 5.5: Portique sur appuis élastique à quatre niveaux	73
Figure 5.6: Portique sur appuis élastique à dix niveaux.	74

CHAPITRE VI: RESULTATS ET INTERPRETATION SUR LES STRUCTURES EN BETON ARME

Figure 6.1: Evaluation de la 1 ^{ère} période (en seconde) en fonction de site avec ou sans ISS Portique 2N.	78
Figure 6.2: Comparaison des résultats pour la 1 ^{ère} période entre les différents sites (Sans et avec ISS), portique 2N	79
Figure 6.3: Evaluation de la 1 ^{ère} période (en seconde) en fonction de site avec ou sans ISS Portique 4N	81
Figure 6.4: Comparaison des résultats pour la 1 ^{ère} période entre les différents sites (Sans et avec ISS), portique 4N	81
Figure 6.5: Evaluation de la 1 ^{ère} période (en seconde) en fonction de site avec ou sans ISS, portique 10N	83
Figure 6.6: Comparaison des résultats pour la 1 ^{ère} période entre les différents sites (Sans et avec ISS), portique 10N	84
Figure 6.7: Variation du déplacement relatif (en cm) en fonction du site avec et sans ISS portique 2N	85
Figure 6.8: Comparaison des résultats pour le déplacement relatif entre les différents sites (Sans et avec ISS), portique 2N	86
Figure 6.9: Variation du déplacement relatif (en cm) en fonction du site avec et sans ISS portique 4N	87
Figure 6.10: Comparaison des résultats pour le déplacement relatif entre les différents sites (Sans et avec ISS), portique 4N	88
Figure 6.11: Variation du déplacement relatif (en cm) en fonction du site avec et sans ISS portique 10N	89
Figure 6.12: Comparaison des résultats pour le déplacement relatif entre les différents sites (Sans et avec ISS), portique 10N	90
Figure 6.13: Variation du déplacement absolu (en cm) en fonction du site avec et sans ISS portique 2N	92

Figure 6.14: Comparaison des résultats pour le déplacement absolu entre les différents sites (Sans et avec ISS), portique 2N	92
Figure 6.15 : Variation du déplacement absolu (en cm) en fonction du site avec et sans ISS portique 4N	94
Figure 6.16: Comparaison des résultats pour le déplacement absolu entre les différents sites (Sans et avec ISS), portique 4N	94
Figure 6.17: Variation du déplacement absolu (en cm) en fonction du site avec et sans ISS portique 10N	96
Figure 6.18: Comparaison des résultats pour le déplacement absolu entre les différents sites (Sans et avec ISS), portique 10N	96
Figure 6.19: Effort tranchant (en kn) à la base en fonction du site avec ou sans ISS portique 2N	98
Figure 6.20: Effort tranchant (en kn) à la base en fonction du site avec ou sans ISS portique4N	99
Figure 6.21: Effort tranchant (en kn) à la base en fonction du site avec ou sans ISS portique10N	101

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I: LA SISMOLOGIE

Tableau 1.1: Coefficient d'accélération	10
--	-----------

CHAPITRE II: COMPORTEMENT DES SOLS SOUS CHARGEMENT CYCLIQUE

Tableau 2.1: Développement de la déformation de cisaillement	19
---	-----------

CHAPITRE IV: INTERACTION SOL – STRUCTURE

Tableau 4.1 : Coefficients d'impédance pour la fondation superficielle circulaire	63
--	-----------

CHAPITRE V: MODELISATION AVEC PRISE EN COMPTE DE L'INTERACTION SOL STRUCTURE

Tableau 5.1: Les raideurs équivalentes pour un milieu semi –infini	70
Tableau 5.2: Caractéristiques des différentes catégories de site	70
Tableau 5.3: Caractéristiques géométriques, portique 2N	71
Tableau 5.4: Caractéristiques géométriques, portique 4N	71
Tableau 5.5: Caractéristiques géométriques, portique 10N	72
Tableau 5.6: Coefficient de raideur de ressort pour le portique 2N	73
Tableau 5.7: Coefficient de raideur de ressort central pour le portique 4N	73
Tableau 5.8: Coefficient de raideur de ressort latéral pour le portique 4N	74
Tableau 5.9: Coefficient de raideur de ressort central pour le portique 10N	74
Tableau 5.10: Coefficient de raideur de ressort latéral pour le portique 10N	75

CHAPITRE VI: RESULTATS ET INTERPRETATION SUR LES STRUCTURES EN BETON ARME

Tableau 6.1: Périodes calculées sans ISS (2N, 4N, 10N)	76
Tableau 6.2: Périodes de calcul avec ISS, portique 2N	77
Tableau 6.3: Comparaison des résultats pour la 1 ^{ère} période entre les différents sites (Sans et avec ISS), portique 2N	77
Tableau 6.4: Périodes de calcul avec ISS, portique 4N	79

Tableau 6.5: Comparaison des résultats pour la 1 ^{ère} période entre les différents sites (Sans et avec ISS), portique 4N	80
Tableau 6.6: Périodes de calcul avec ISS, portique 10N	82
Tableau 6.7: Comparaison des résultats pour la 1 ^{ère} période entre les différents sites (Sans ISS et avec ISS), portique 10N	82
Tableau 6.8: Déplacement relatif avec et sans ISS, portique 2N	84
Tableau 6.9: Déplacement relatif avec et sans ISS, portique 4N	86
Tableau 6.10: Déplacement relatif avec et sans ISS, portique 10N	88
Tableau 6.11: Déplacement absolu avec et sans ISS, portique 2N	91
Tableau 6.12: Déplacement absolu avec et sans ISS, portique 4N	93
Tableau 6.13: Déplacement absolu avec et sans ISS, portique 10N	95
Tableau 6.14: Effort tranchant à la base de la structure avec et sans ISS, portique 2N	97
Tableau 6.15: Effort tranchant à la base de la structure avec et sans ISS, portique 4N	98
Tableau 6.16: Effort tranchant à la base de la structure avec et sans ISS, portique 10N	100

TABLE DES NOTATIONS

Nous donnons ci-dessous les principales notations utilisées dans ce mémoire

C_i	: Amortissement généralisée.
$d(t)$: Déplacement de la masse m .
E	: Module d'élasticité dynamique.
f_r	: Fréquence de résonance.
F_1	: Force de rappel.
F_2	: Force de freinage.
F_i	: Force latérale.
f	: Fréquence.
G	: Module de cisaillement dynamique.
G_s	: Module sécant.
g	: Accélération de la pesanteur.
H	: Epaisseur de la couche de sol
I	: Moment d'inertie.
K_s	: Raideur statique.
\underline{K}	: Matrice de raideur du système ; représente la matrice d'impédance de la fondation rigide.
K_0	: Coefficient de poussée des terres au repos.
K_h	: Raideur horizontal.
K_v	: Raideur vertical.
K_ϕ	: Raideur de basculement.
K_R	: Raideur de rotation.
\underline{M}	: Matrice de masse.
m	: La masse.
N	: Nombre de niveaux ; nombre de degrés de liberté.
P	: Les ondes longitudinales.
$P_F(w)$: La réaction du sol.
P_0	: Forces et moments appliqués à la fondation en son centre.
Q_f	: Le vecteur de charge sur la frontière extérieure du modèle.
Q_i	: Le vecteur de charge en champ libre.
q_i	: Facteur de la participation du mode « i » dans la direction « j » du séisme.

R	: Réaction du sol exercée sur la fondation.
S	: Les ondes de cisaillement.
S_F	: Matrice d'impédance de la fondation.
T	: Période; effort tranchant; l'énergie cinétique.
T_s	: Période fondamentale du sol.
T₁; T₂	: Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
T_i	: Période du mode «i».
U^t	: Déplacement absolu de la masse m.
U₀	: Le déplacement de la fondation.
U	: Le déplacement relatif de la masse par rapport à A.
\tilde{U}_g	: Déplacement harmonique.
U_i[*]	: Représente le déplacement d'interaction cinématique.
U₀	: Le vecteur des déplacements et rotations du centre de la fondation.
U₁	: Déplacement suivant l'axe x.
U₃	: Déplacement suivant l'axe z.
\ddot{U}	: L'accélération verticale au sol.
\dot{U}	: La vitesse.
V_p	: La vitesse des ondes P.
V_s	: La vitesse des ondes S de cisaillement.
V	: L'énergie potentielle, effort tranchant.
W	: L'énergie de déformation équivalente.
ΔW	: L'énergie dissipée durant le cycle.
Δ_r	: Déplacement relatif.
Φ_i	: Vecteur propre associé à ω_i .
Φ_j	: Déplacement modale.
B	: Coefficient d'amortissement.
γ	: Déformation de cisaillement (distorsion).
γ_c	: L'amplitude des déformations cyclique de cisaillement.
γ_j	: Facteur de participation.
δ	: Déplacement absolu (déflexion).
ε	: Déformation dans la direction perpendiculaire du séisme.
ε_L	: Déformation dans la même direction du séisme.

η	: Coefficient de perte d'énergie.
θ	: La rotation de la fondation.
λ	: Constante de lamé (module d'incompressibilité).
ν	: Coefficient de poisson.
ξ	: Pourcentage d'amortissement.
ξ_{eq}	: Amortissement visqueux équivalent.
ρ	: Densité du sol; densité du milieu.
σ	: Contrainte normale dans une direction.
σ_h	: Contrainte effective horizontale.
σ_v	: Contrainte effective verticale.
τ	: Contrainte de cisaillement; variable d'intégration.
$\gamma(t)$: l'accélération du sol.
$\Gamma(t)$: Vecteur correspondant à l'accélération du sol.
ω	: Pulsation du système.
ω_D	: Pseudo pulsation des oscillations libres amortis.
ω_i	: valeur propre associée au mode «i».

INTRODUCTION GENERALE

Depuis le séisme d'El Asnam de 1980, de nombreux travaux de recherche ont été menés dans le but d'atténuer les effets des séismes sur les constructions. Selon les règles RPA99 les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés des sols qui les constituent. A chaque type de sol est associé un spectre de réponse élastique calculé en fonction des caractéristiques du site considéré et de celle de la structure étudiée.

L'intensité avec laquelle un séisme est ressenti en un lieu donné dépend dans une large mesure de la nature des terrains traversés par les ondes sismiques et des conditions locales, il convient donc d'adapter le spectre de réponse à utiliser dans les calculs à la nature du site considéré. Par ailleurs, il est important dans certains cas de tenir compte de l'action sol-fondation-structure.

Le phénomène d'interaction sol – structure est complexe, il correspond à une perturbation du mouvement incident sous l'effet du mouvement propre de la structure, d'où il résulte que le mouvement de l'interface de contact sol – structure n'est pas le mouvement dit de champ libre.

L'interaction sol structure est un concept qui cherche à montrer que pour une structure reposant sur un sol de fondation il existe une influence réciproque dans le comportement du sol et de la structure. Selon les caractéristiques de la structure et le mouvement du sol, l'interaction sol structure peut avoir un effet sur la magnitude des forces induites à la structure en question. La réponse sismique d'une structure se trouve toujours liée à la forme avec laquelle les mouvements sismiques du sol sont transmis à travers ses fondations au système fondation-structure. La complexité du problème d'interaction sol structure réside dans l'intégration et le couplage des deux éléments, le sol et la structure. Ce phénomène peut décrire les effets qui se produisent dans le plan du contact entre la masse de sol et la structure, de sorte que, dans l'analyse de la réponse dynamique, non seulement les propriétés structurelles soient incluses mais également les propriétés du sol sous-jacent. L'interaction sol structure, plutôt effective pour les basses fréquences, peut contribuer à amplifier ou à diminuer la réponse dynamique de la structure.

Le comportement sismique d'un ouvrage dépend du mouvement sismique imposé par le sol à la réponse dynamique de l'ouvrage, du comportement des fondations pendant et après le séisme, ainsi que la capacité de résistance de la superstructure. La prise en compte des caractéristiques du sol, qui jouent un rôle important sur les aspects dynamiques de la

structure, revêt donc une importance particulière dans l'étude des effets de l'interaction sol structure sur la réponse sismique de l'ouvrage.

L'étude menée consiste à montrer l'influence de l'interaction sol-structure sur le comportement des structures en portiques. La réponse de la structure étudiée est évaluée dans un premier temps en considérant l'hypothèse de l'encastrement parfait à la base (modèle classique). Dans un deuxième modèle (modèle sol-structure), nous considérons le couplage sol-structure en utilisant les ressorts pour la réaction du sol. Les simulations numériques ont été effectuées en considérant les quatre types de spectre de réponse associées aux différentes catégories de site.

Le présent mémoire est composé de six chapitres, une introduction générale et des conclusions.

- Le premier chapitre de cette étude est un rappel des phénomènes sismiques, il comprend quelques généralités sur les séismes pour mieux comprendre le phénomène ; quelques séismes historiques en Algérie.

- Dans le deuxième chapitre, on présente le comportement des sols sous un chargement dynamique ainsi que l'influence de la nature des sols sur le mouvement sismique et la loi de comportement des sols sous chargement cyclique.

- Le troisième chapitre a pour objet la dynamique des structures; et présente le comportement et réponse dynamique des structures sous chargement sismique, on site aussi les méthodes utilisées pour prendre en compte le chargement sismique.

- L'interaction sol-structure fait l'objet du quatrième chapitre ; dans ce chapitre on montre l'importance de l'interaction sol-structure, la formulation, la modélisation d'un problème d'interaction et les méthodes de prise en compte de ce problème et l'importance de l'impédance des fondations.

- Le cinquième et le sixième présentent l'analyse numérique de structures en portiques en béton armé , l'étude comporte un calcul dynamique en utilisant le code de calcul SAP2000 qui nous permet de déterminer les périodes, les facteurs de participation modale, les déplacements et pour, choisir les modes propres et déterminer les spectres de réponse, l'effort tranchant à la base et les différentes déformées.

- Enfin le travail se termine par une conclusion générale résumant tout les résultats obtenus.

Chapitre 1

LA SISMOLOGIE

I.1. Introduction

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

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

I.2. Origine et actions des séismes

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. Ce mouvement du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et 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. [15]

I.3. Foyer et épicentre

Les ondes sismiques semblent provenir d'une région déterminée appelée foyer ou hypocentre du séisme. Le point de la surface du sol situé à la verticale du foyer est son épicentre. La distance entre ce point et l'endroit d'enregistrement de l'accélérogramme est appelée distance épacentrale (figure 1.1). [14]

La détermination de ces positions est un problème complexe et donne des résultats plus au moins précis car la libération de l'énergie n'est pas un événement ni ponctuel, ni instantané.

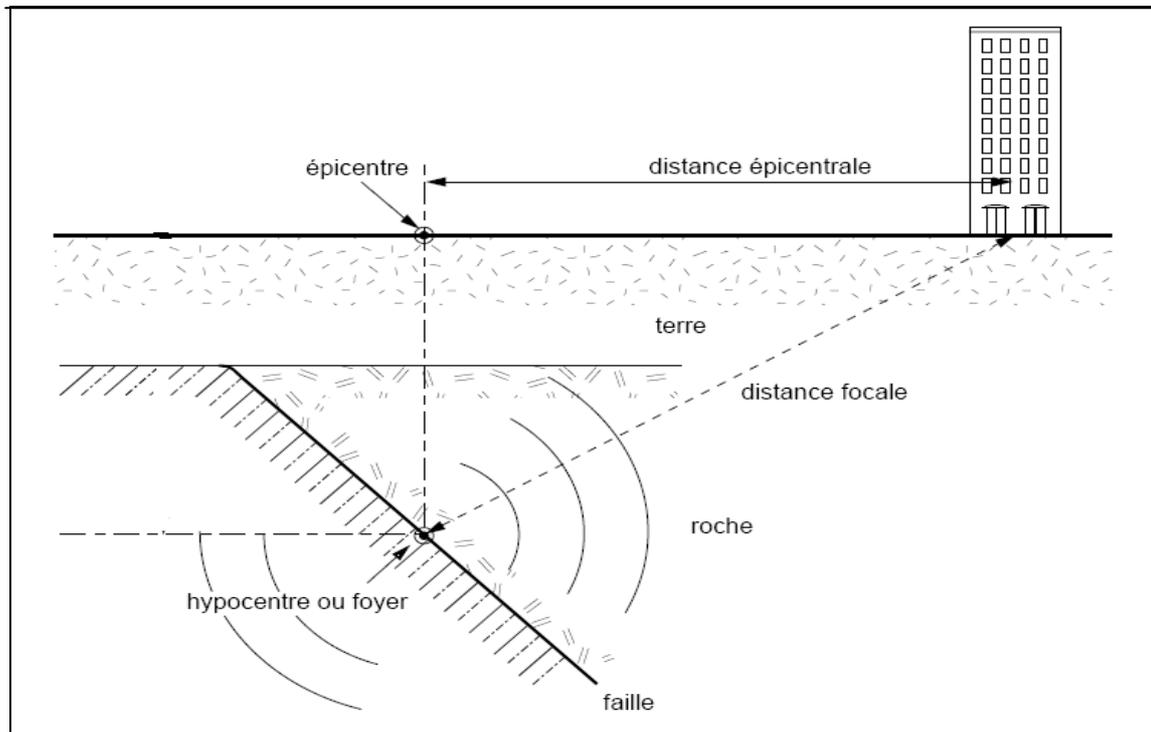


Fig. 1.1. Localisation des séismes

I.4. Propagation des ondes sismiques

Un tremblement de terre correspond à une vibration transitoire du sol provoquée par les ondes sismiques émises lors d'un déplacement de sol (rupture) le long d'une faille active, à partir du foyer.

La rupture cesse de se propager lorsque l'énergie potentielle de déformation est épuisée. Dans une région éprouvée par un grand séisme, vont se succéder pendant un certain temps des séismes plus petits, les répliques

On distingue les ondes des volumes qui traversent la terre et les ondes de surfaces qui se propagent parallèlement à sa surface. Elles se succèdent et superposent sur les enregistrements des sismomètres. [15]

I.4.1 .Ondes de volume:

Elles prennent naissance dans le foyer et se propagent à l'intérieure de la terre sous deux formes:

❖ **Ondes primaires ou ondes longitudinales (P):**

Ce type d'ondes fait osciller les ouvrages d'avant en arrière dans la même direction que leur propagation, elles induisent donc, un mouvement vertical dans les ouvrages. Ce mouvement sera d'autant plus important que l'ouvrage se trouve à proximité de l'épicentre ; Elles se propagent dans la croûte terrestre avec une vitesse de 6 à 8km/s et s'accompagnent d'un changement de volume (compression et dilatation alternées).

❖ **Onde secondaire ou ondes de cisaillements (S):**

Elles se propagent dans la croûte terrestre, avec une vitesse d'environ 3 à 5km/s et s'accompagnent d'une distorsion dans le plan perpendiculaire à la direction de propagation, provoquant un cisaillement sans changement de volume. C'est bien ce type d'ondes qui produit un mouvement horizontal dans les ouvrages.

On peut calculer la vitesse de propagation de ces ondes à partir des caractéristiques du sol:

- ρ : Densité du milieu [Ns^2/m^4];

- E : Module d'élasticité dynamique [N/m^2];

- G : Module de cisaillement dynamique [N/m^2];

- λ : Constante de Lamé;

- ν : Coefficient de Poisson;

On a:

$$\lambda = \frac{\nu E}{(1 - 2\nu)(1 + \nu)} \quad (1.1)$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (1.2)$$

Dans la théorie de l'élasticité: $E = \frac{\sigma}{\varepsilon}$; $\nu = \frac{\varepsilon_L}{\varepsilon}$

- σ : contrainte normale dans une direction;

- ε_L ; ε : déformations dans la même direction et dans la direction perpendiculaire;

Les vitesses des ondes sont données par les formules suivantes:

$$\text{- Pour les ondes P (m/s): } V_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1-2\nu)(1+\nu)}} \quad (1.3)$$

$$\text{- Pour les ondes S: } V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\nu)}} \quad (1.4)$$

La connaissance de la vitesse des ondes V_s est donc indispensable pour la détermination des caractéristiques dynamiques des sols (E , G , etc) nécessaires à la prise en compte de l'interaction sol – structure: $G = \rho V_s^2$ et $\lambda + 2G = \rho V_p^2$

Les ondes P se propagent toujours à plus grande vitesse que les ondes S ; ainsi, quand un tremblement de terre se produit, les ondes P sont les premières à se manifester et à être enregistrées dans les observatoires sismologiques du monde entier.

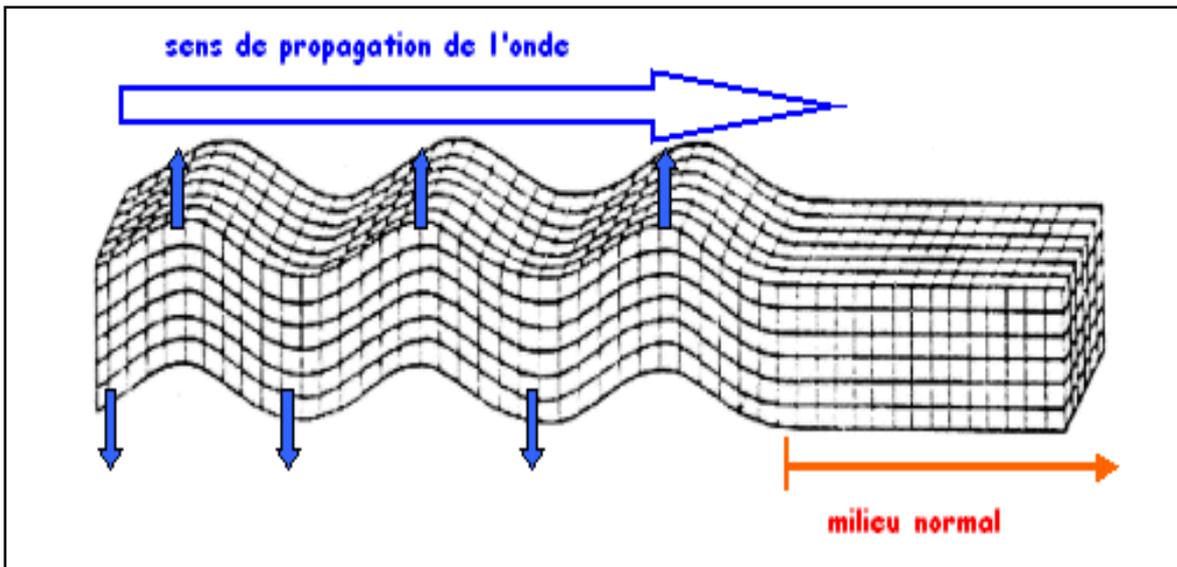


Fig. 1.2. Mouvement des particules au passage d'une onde S

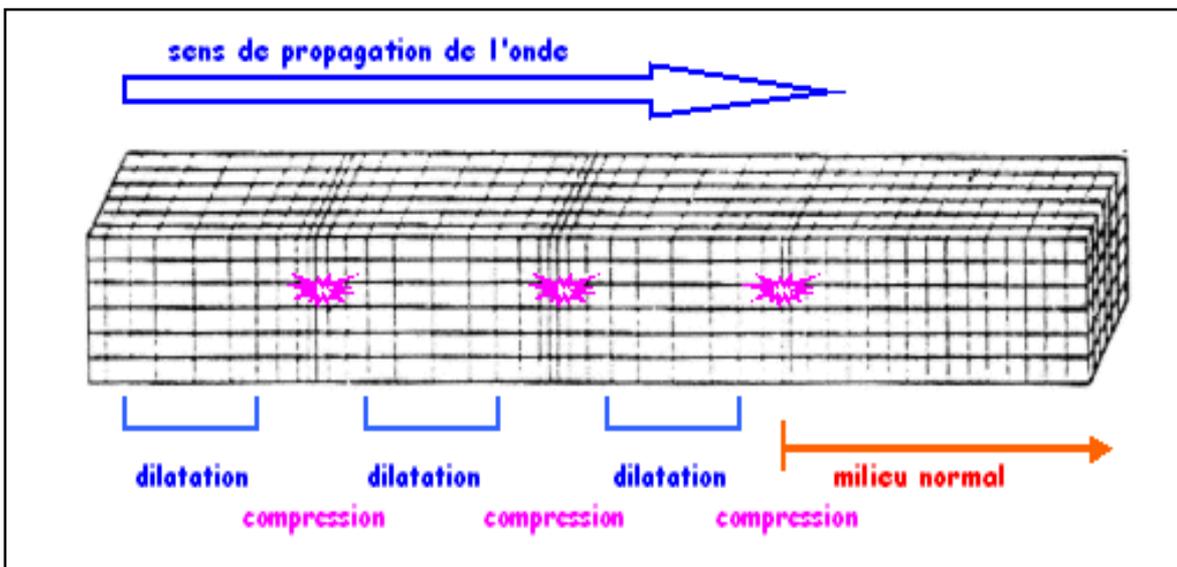


Fig. 1.3. Mouvement des particules au passage d'une onde P

I.4.2. Ondes de surface

Les ondes de volume qui arrivent à la surface de la terre donnant naissance à des ondes de surface de deux types:

❖ Ondes de Rayleigh(R)

Ce sont des ondes pour lesquelles les points du sol décrivent des ellipses dans le plan vertical et dans le sens rétrograde. Ce mouvement entraîne des compressions ou des tractions, ainsi que des cisaillements dans le sol.

❖ Ondes de Love (L)

Ce sont des ondes pour lesquelles les points du sol se déplacent dans un plan tangent à la surface et perpendiculairement à la propagation. Leur mouvement n'engendre que des contraintes de cisaillement.

Les ondes de cisaillement (S) et (L) sont plus dangereuses pour les constructions que les ondes (P).

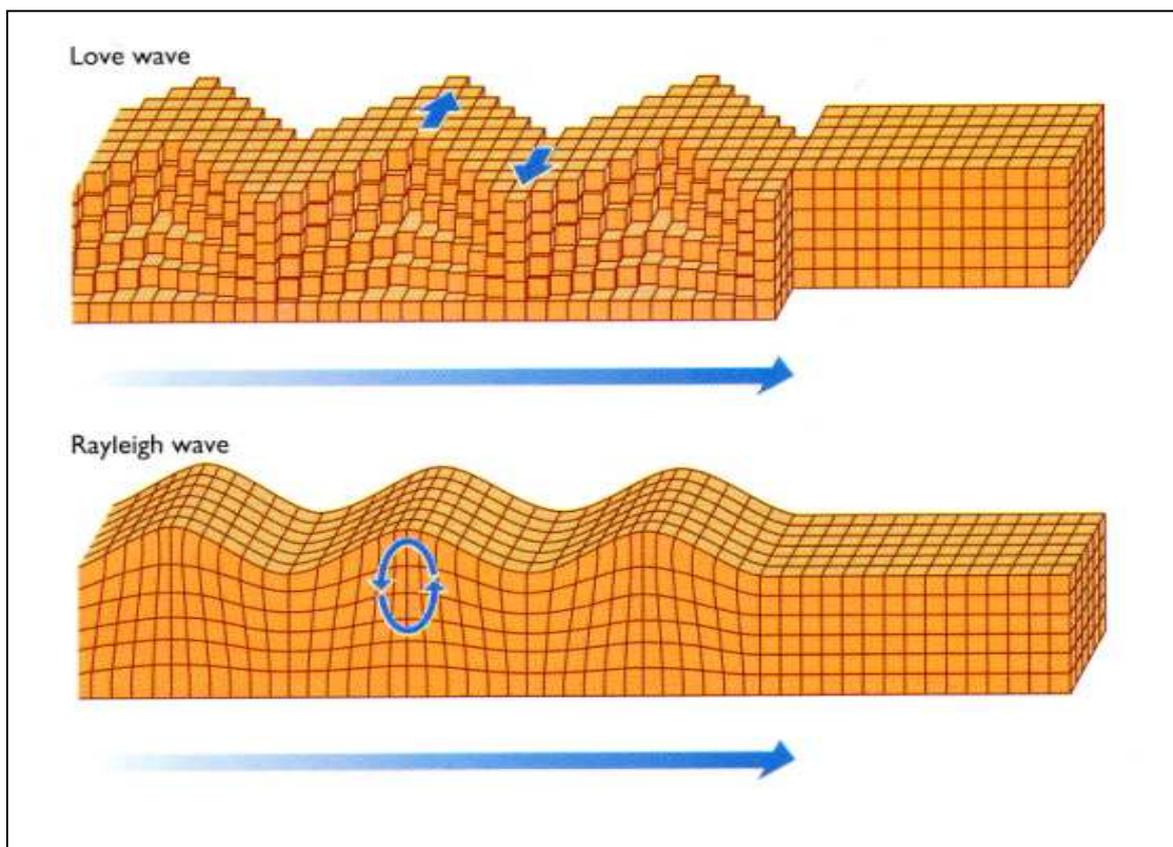


Fig.1.4. Les ondes sismiques "Love "et "Rayleigh"

I.5. Caractéristiques d'un séisme

L'intensité, la magnitude ou les accélérations maximales du sol, ne sont pas suffisantes pour estimer les risques pour une structure en béton par exemple. En effet, l'estimation de la réponse d'une structure nécessite une connaissance plus précise du mouvement du sol en ce qui concerne la durée et le contenu fréquentiel.

Deux méthodes permettent de caractériser le mouvement du sol :

I.5.1. L'accélérogramme: L'accélérogramme représente l'évolution en fonction du temps de l'accélération du sol.

I.5.2. Le spectre de réponse: la pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse. Les spectres caractérisent les séismes beaucoup plus clairement que les accélérogrammes.

L'utilisation d'un spectre de réponse s'effectue différemment selon qu'il s'agit d'un spectre de déplacement ou d'un spectre d'accélération. La définition de l'action sismique par un spectre de réponse est une méthode particulièrement adaptée pour :

- synthétiser par une enveloppe couvrante tout le domaine des fréquences les efforts de plusieurs accélérogrammes aux contenus très différents ;
- Prendre en compte la nature du terrain situé sous la construction ;
- Tenir compte de l'intensité probable du séisme, du niveau de protection recherché et ceci en fonction de l'importance du bâtiment étudié, ce qui revient à caler le spectre au niveau de l'action sismique. [14]

I.6. Classification des zones sismiques en Algérie

L'évaluation du risque sismique par zone, c'est à dire le découpage du territoire en «zones de sismicité» à l'intérieur desquelles l'aléa sismique peut être considéré comme uniforme, constitue une base essentielle pour la définition de règles régissant les constructions résistantes aux séismes. Le zonage sismique consiste à classer les régions. Le zonage sismique adopté en Algérie est donné par la représentation suivante:

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

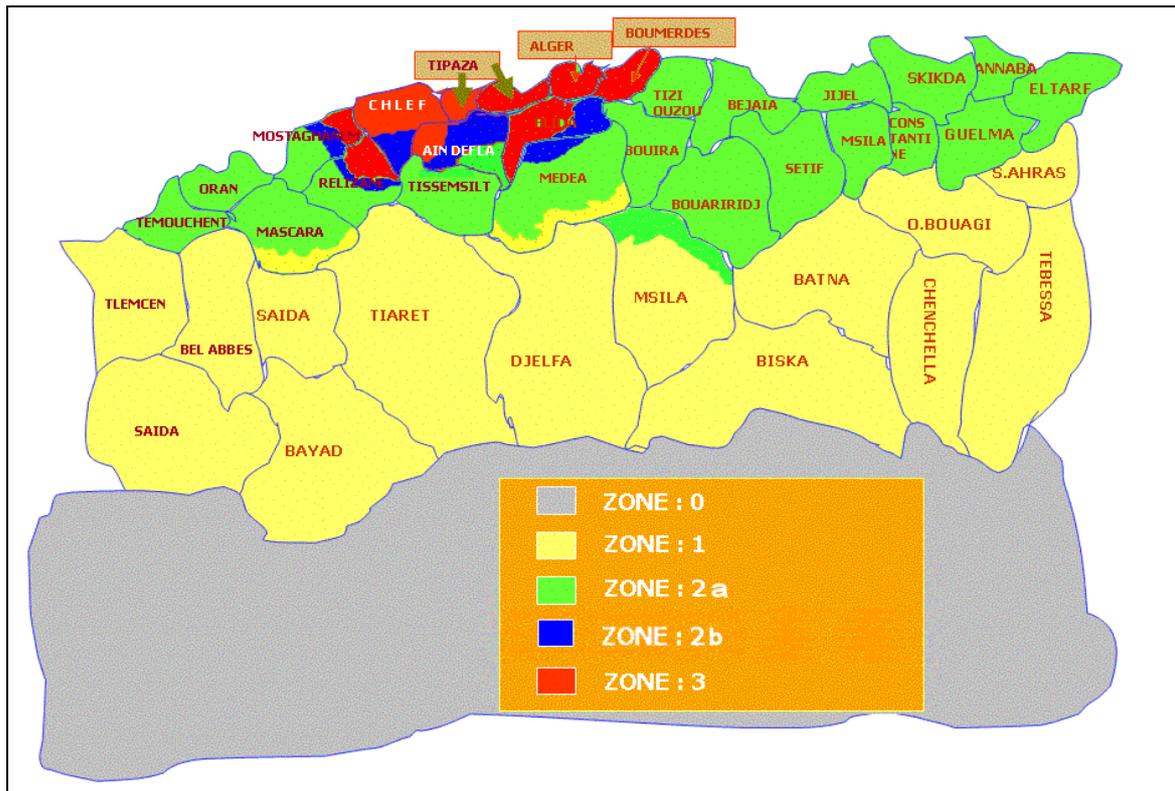


Fig.1. 5.Zone sismique du territoire national

Tableau1.1 Coefficient d'accélération

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

I.7. Quelques séismes historiques

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

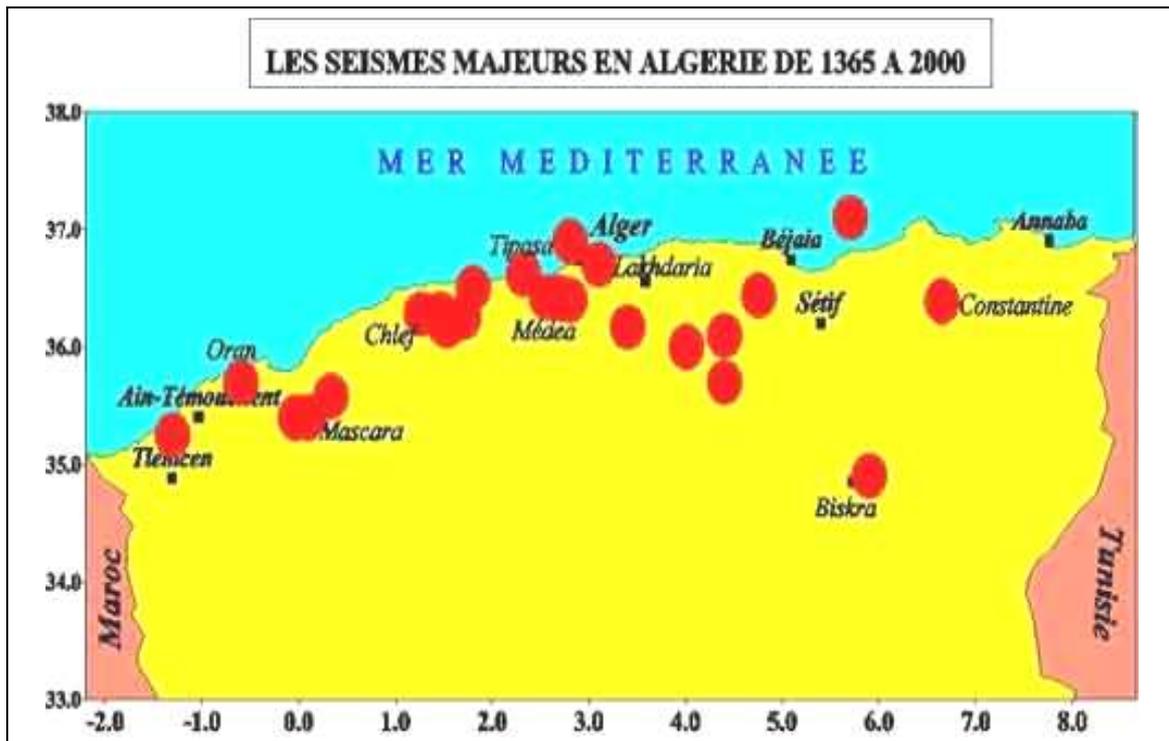


Fig.1. 6. Les séismes majeurs en ALGERIE

I.8. Conclusion

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

Chapitre 2

COMPORTEMENT DES SOLS SOUS CHARGEMENT CYCLIQUE

II.1. Introduction

La loi de comportement est une relation liant le tenseur de contrainte $\underline{\sigma}$, le tenseur de déformation $\underline{\varepsilon}$ et leur incrément $d\underline{\sigma}$ et $d\underline{\varepsilon}$. En général, pour les sols, le temps n'intervient pas dans l'expression de la loi de comportement (figure 2.1). La formulation de la loi de comportement est obtenue dans le cadre d'une théorie donnée : élasticité, visco-élasticité, élasto-plasticité...

Le modèle ainsi déterminé permet d'évaluer le comportement du sol soumis à des chemins de contraintes quelconques, tels que ceux suivis in-situ lors d'un séisme. Le modèle doit être formulé en contraintes effectives puisque le comportement du sol est régi par ces contraintes.

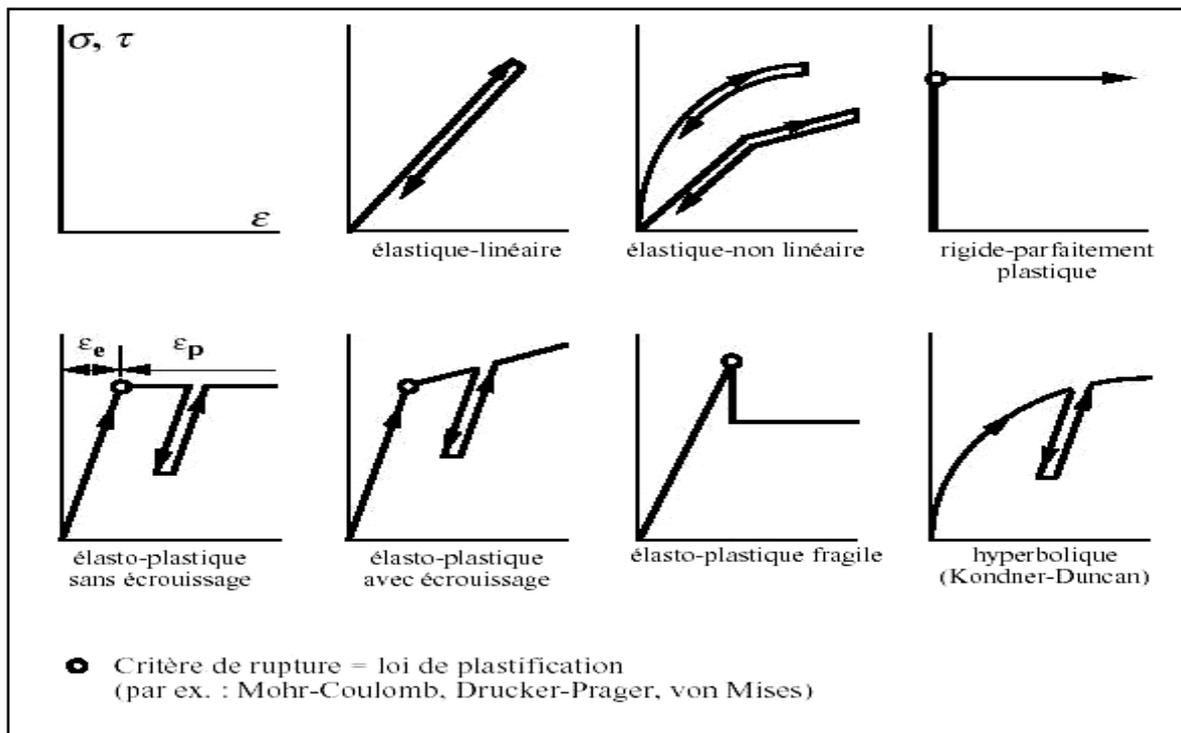


Fig.2.1. Lois de comportement

II.2. Chargement monotone

Il est nécessaire de rappeler le comportement des sols sous chargement quasi-statique monotone avant d'aborder l'étude du comportement du sol sous chargement dynamique. Les courbes efforts déformation obtenues à l'appareil triaxial pour trois chemins de contraintes différents:

- Compression isotrope;
- Essai à déformation latérale nulle;
- Essai triaxial classique à contrainte radiale (ou pression de confinement) constante ;

L'examen des résultats expérimentaux montre que:

- a. Il existe un domaine de faible déformation pour lequel la relation entre la contrainte appliquée et la déformation associée est linéaire.
- b. Au-delà d'un certain seuil de contrainte et quel que soit le chemin de contrainte suivi, la relation effort- déformation n'est plus une droite. Le comportement du sol cesse d'être linéaire. Il faut noter que le non linéarité n'exclurait pas à priori l'hypothèse d'un comportement élastique qui se traduirait par un trajet de décharge identique à celui de la charge.
- c. Si à partir d'une contrainte suffisamment élevée on effectue une décharge de l'échantillon, le trajet suivi lors de la décharge n'est plus identique au trajet suivi lors de la charge. Il y a apparition d'une déformation résiduelle.
- d. Pour certains trajets de chargement la déformation devient très importante pour une valeur finie de la contrainte appliquée. Le sol atteint un état de rupture. [1]

Sous chargement quasi-statique monotone le comportement du sol est donc caractérisé par un domaine d'élasticité (domaine à l'intérieur duquel les déformations restent élastiques).

II.3. Influence de la nature des sols sur le mouvement sismique

L'observation montre que l'intensité avec laquelle un séisme est ressenti en un lieu donné dépend dans une large mesure de la nature des terrains traversés par les ondes sismiques et des conditions locales.

Il est constaté souvent que les ouvrages édifiés sur un sol meuble subissent des dommages plus importants que ceux situés sur un sol rocheux.

Ce phénomène peut être expliqué par le fait que les couches de sol meubles se comportent comme un oscillateur qui amplifie l'excitation appliquée à la base par le rocher. Le mode de vibration d'une couche de terrain reposant sur un sol rocheux est quart de sinusoidal. Il convient donc d'adapter le spectre de réponse à la nature du sol. Les sols meubles filtrent les fréquences supérieures de séismes et ne laissent passer que les fréquences basses qui sont généralement voisines de celles des constructions.

Les spectres de réponse moyens (figure 2.2), calculés à partir d'enregistrements réels obtenus sur des sols rocheux, argileux, raides, de profondeur moyenne ou des dépôts alluviaux profonds, montrent la nécessité qu'il y a à étudier le comportement des sols sous chargement dynamique pour parvenir, en zones sismiques, à une conception fiable des ouvrages qui y sont fondés, c'est en particulier le cas pour les ouvrages importants comme les centrales nucléaires, les barrages, les tours, ...etc. [22]

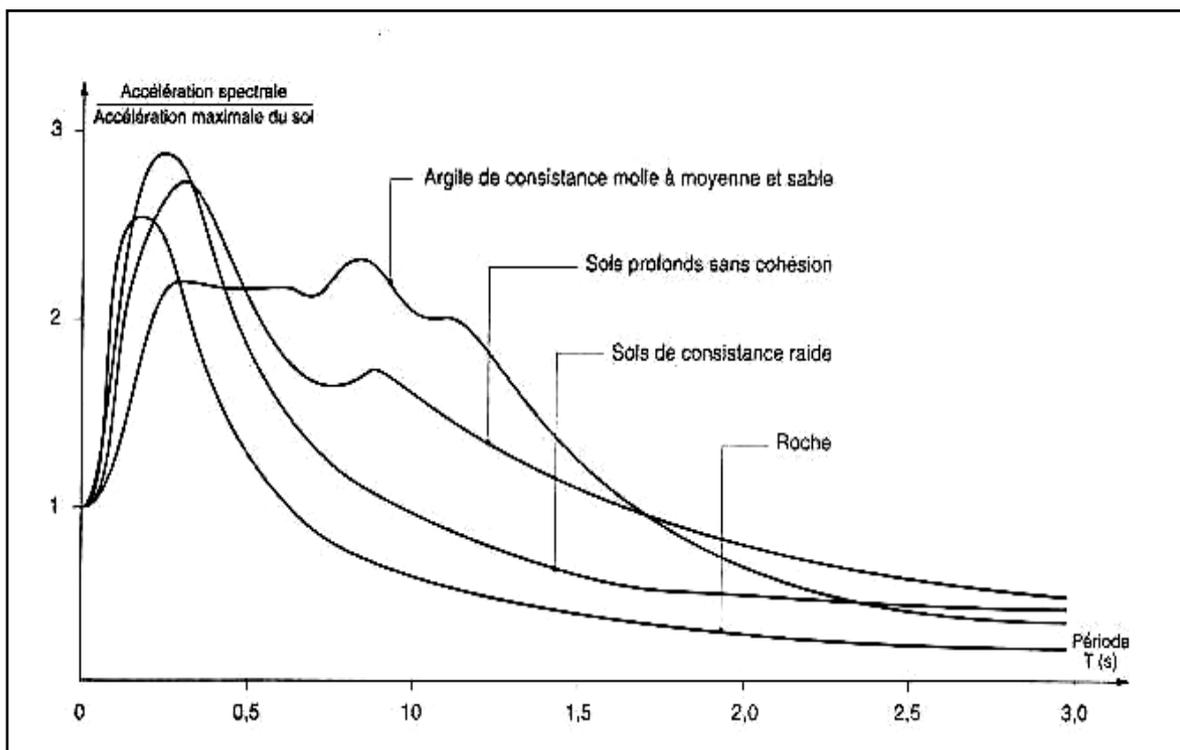


Fig.2.2. Allures des spectres d'accélération moyenne pour différents sols

II.4. Chargement cyclique

Il est d'usage dans les calculs de réponse dynamique d'un profil de sol, ou dans les problèmes d'interaction sol-structure, de considérer que le mouvement sismique a pour origine une onde de cisaillement se propageant verticalement depuis le substratum. Dans ces conditions, un élément de sol pris dans la couche de sol est soumis aux cycles de sollicitation représentés sur la (figure 2.3).

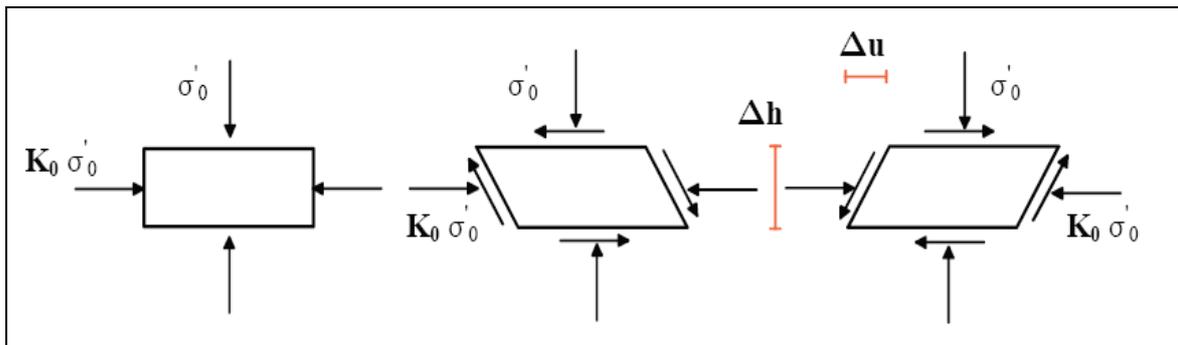


Fig.2.3.Séquence de chargement idéalisée.

Initialement, dans le cas d'un profil de sol horizontal, l'élément est en équilibre sous les contraintes verticales effectives σ'_0 et horizontales effectives $K_0 \sigma'_0$, où K_0 est le coefficient de poussée des terres au repos. Le passage de l'onde de cisaillement se traduit par l'application sur les faces horizontales de l'élément de sol, et donc sur les faces verticales pour maintenir les conditions d'équilibre, d'une contrainte de cisaillement $\tau(t)$. sous l'effet de cette contrainte, l'échantillon subit une déformation de cisaillement simple, qui pour un matériau à comportement élastique, se traduirait par une variation de volume nulle. La déformation de cisaillement, appelée distorsion, est définie par :

$$\gamma = \frac{\partial u}{\partial Z} = \frac{\Delta u}{\Delta h} \quad (2.1)$$

L'enregistrement d'un courbe effort – déformation $\tau = f(\gamma)$ montre que pour un cycle fermé (figure 2.4) le comportement du sol, est caractérisé par une boucle appelée boucle d'hystérésis, dont la surface et l'inclinaison dépendent de l'amplitude de la déformation au cours du cycle. [2]

Il est commode et classique de définir cette boucle à l'aide de deux paramètres:

- Le module sécant G_s qui est la pente de la droite joignant les extrémités de la boucle.
- Le coefficient d'amortissement β qui est une mesure de l'aire de la boucle. Il caractérise l'énergie dissipée par le matériau lors d'un cycle.

Dés que le chargement cyclique n'est pas fermé (figure 2.4), le comportement devient plus complexe à décrire. Un exemple en est donné sur la figure 2.5. Jusqu'en B , le trajet suivi est identique à celui de la figure 2.4 (courbe de premier chargement puis courbe de décharge). Au point B , tel que $\sigma_b < \sigma_a$, le signe du chargement est de nouveau inversé; le trajet suivi est donné par la courbe BC puis éventuellement par CE si le chargement change à nouveau de signe en C . Si au contraire, le chargement est poursuivi au-delà de C , le trajet est représenté par CA puis au-delà suit de nouveau la courbe du premier chargement.

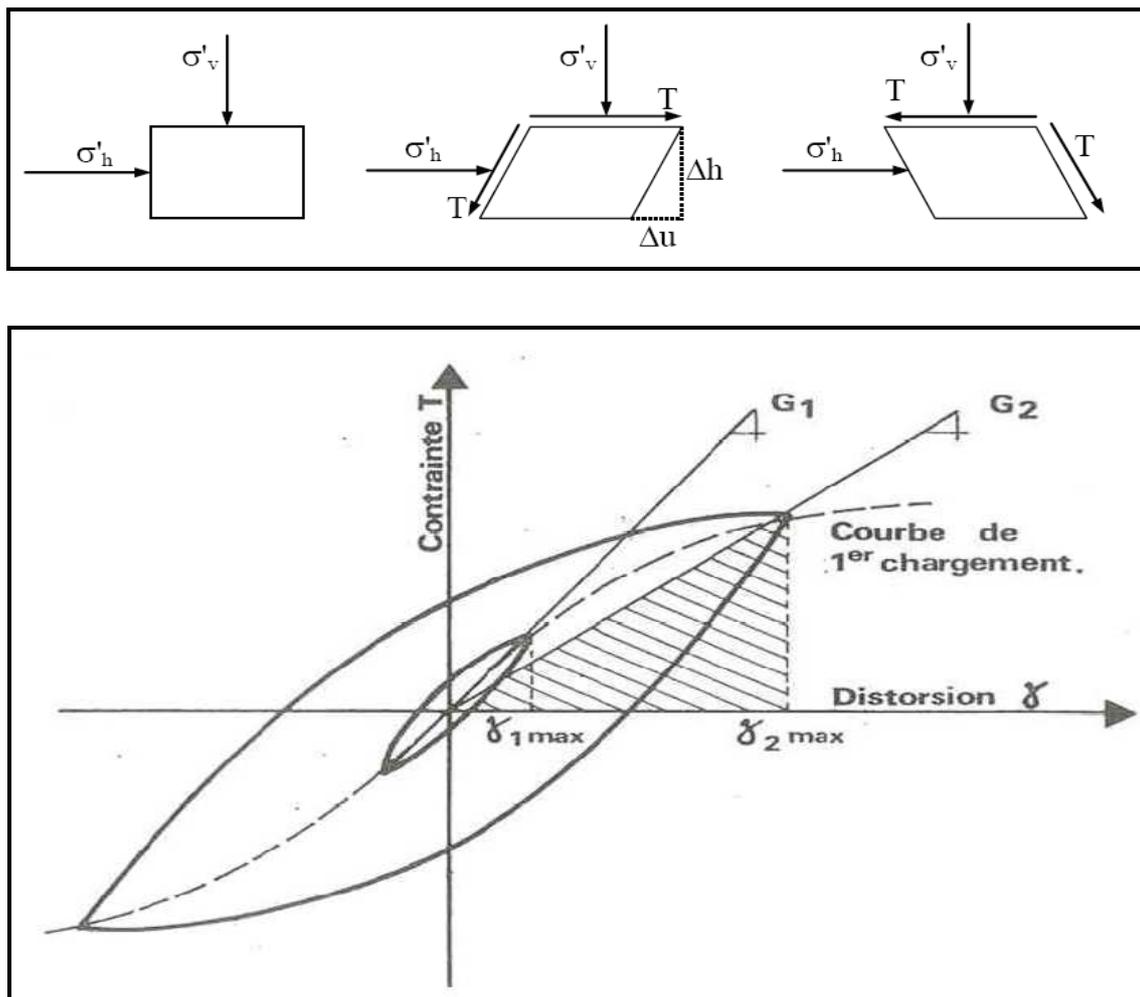


Fig.2.4. Courbe effort déformation cyclique

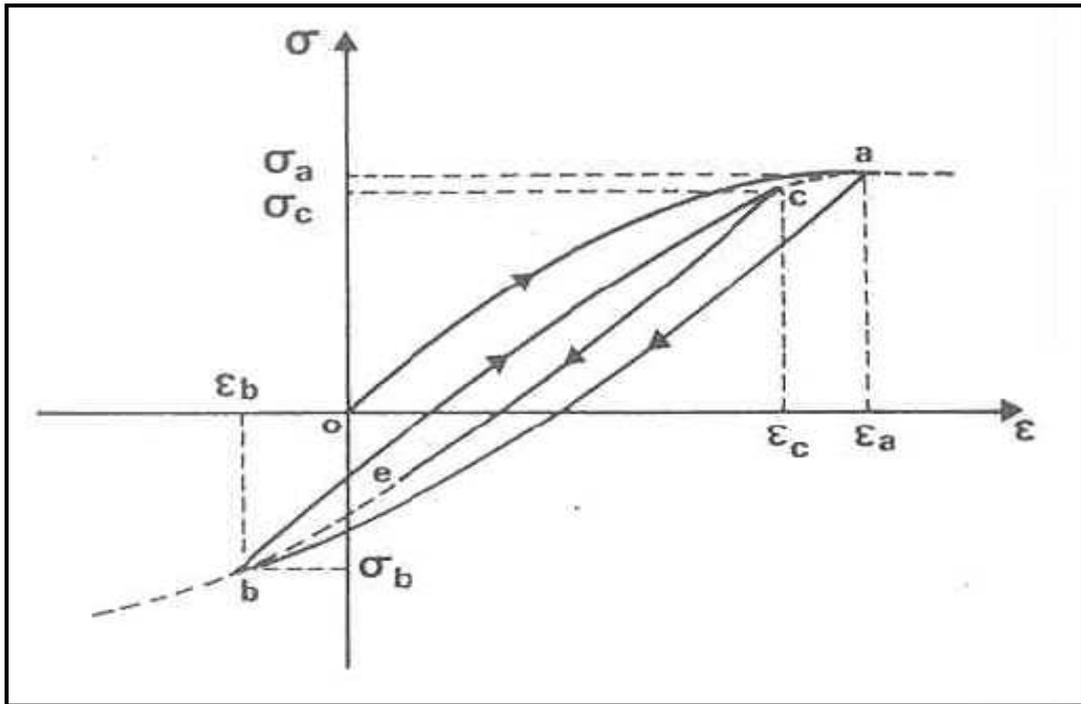


Fig.2.5.Chargement cyclique quelconque

Associées à ces déformations de cisaillement, des déformations volumiques apparaissent (figure 2.6). Ces déformations volumiques irréversibles traduisent le fait que le comportement du sol n'est pas élastique, même non-linéaire. Ces déformations volumiques irréversibles provoquent sur :

- ✓ Un matériau sec un durcissement de celui-ci. Ainsi, même pour des cycles fermés, symétriques et d'amplitudes de déformation identiques, la boucle d'hystérésis obtenue lors du quatrième cycle de chargement est différente de celle obtenue lors du premier cycle. Cette dernière est moins inclinée sur l'horizontale et a une aire plus faible.

- ✓ Un sol peu perméable et saturé, les déformations se produisent à volume constant, l'eau interstitielle n'ayant pas le temps de s'évacuer du squelette. La tendance à la variation de volume existe cependant et se traduit par une augmentation de la pression interstitielle, donc par une diminution des contraintes effectives.

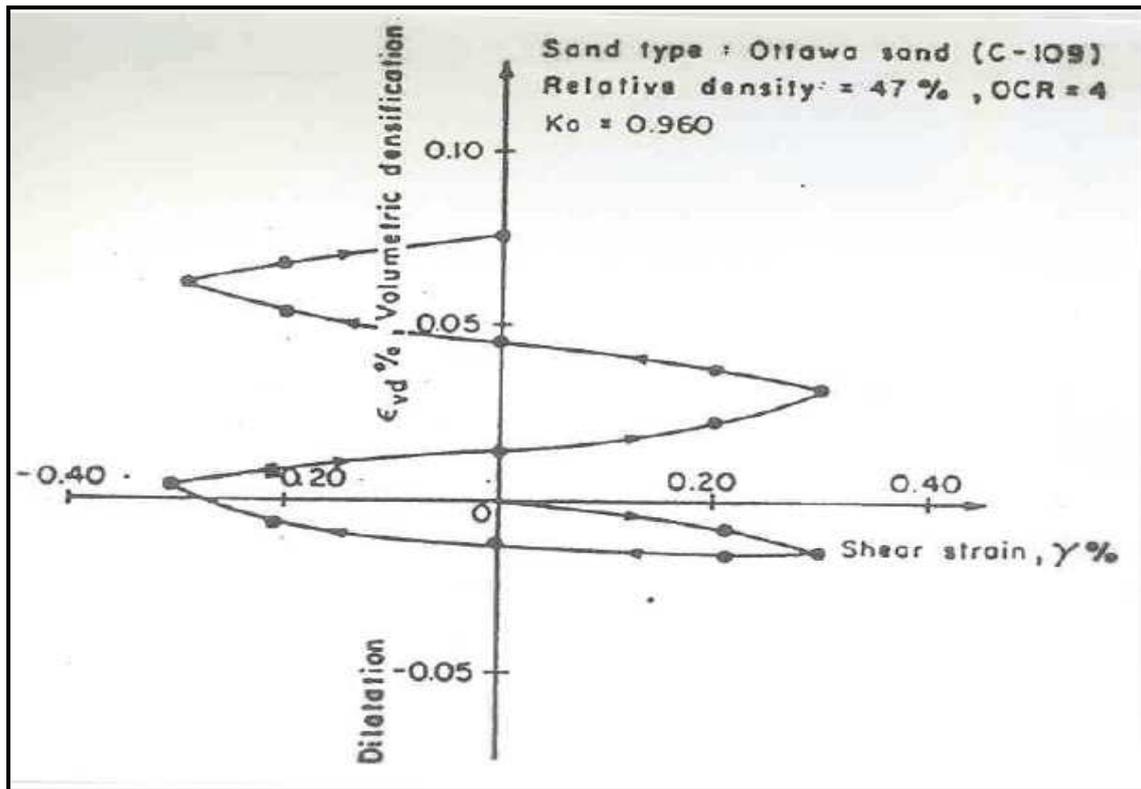


Fig.2.6. Variation de volume sous chargement cyclique

Les quelques exemples simplifiés ci-dessus mettent en évidence la complexité du comportement du sol qui est fortement *non-linéaire* et *anelastique*. La modélisation adoptée dans la pratique et décrite ci-après, ne se réfère qu'au comportement déviatorique (figure 2.4) du sol. Les aspects variations volumiques sont souvent négligés, sauf dans le cas d'utilisation de véritables lois de comportement élastoplastique.

II.5. Loi de comportement pour le chargement cyclique des sols :

(Les domaines de comportement)

Le dimensionnement parasismique des ouvrages de génie civil pose de nombreux problèmes de géotechnique, la nature de ces problèmes et leur méthode d'analyse varient avec le type de sol et de fondation mais aussi avec l'amplitude des déformations cycliques de cisaillement γ_c susceptible de se développer lors d'un séisme comme il est indiqué sur tableau 2.1. [5]

II.5. 2. Domaine hystérétique stabilisé ($10^{-5} < \gamma_c < 10^{-4}$)

Pour des amplitudes de cycle γ_c supérieures à 10^{-5} , les dissipations plastiques (indépendantes de la vitesse) deviennent négligeables, et le module de cisaillement diminue lorsque la déformation cyclique augmente. Tant que γ_c est inférieure à 10^{-4} , la forme des cycles ne varie pas avec la répétition du chargement, et chaque cycle peut être caractérisé par le module de cisaillement sécant G et le coefficient d'amortissement défini par :

$$\beta = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W}{W} \quad (2.2)$$

- ΔW : énergie dissipée durant le cycle;
- W : énergie de déformation équivalente.

Pour un sol donné, β et G/G_0 dépendent surtout de l'amplitude des cycles γ_c ce qui définit le modèle de comportement du matériau.

II.5. 3. Domaine hystérétique non stabilisé ($10^{-4} < \gamma_c < 10^{-3}$)

Il existe pour les sables un seuil de déformation cyclique de cisaillement voisin de 10^{-4} au de là du quel on observe une modification de la forme des cycles avec la répétition du chargement, qui est la manifestation de la tendance de l'assemblage des grains à prendre une configuration plus compacte.

En conditions drainées, il y a densification du matériau, d'où une augmentation du module de cisaillement sécant G_0 . En conditions non drainées, cette densification est empêchée, le réarrangement se produit accompagné d'un relâchement des forces de contact entre les grains, d'où transfert de la contrainte moyenne effective, qui diminue, vers la pression interstitielle qui augmente.

La diminution de la contrainte effective moyenne entraîne une diminution de G_0 , qui peut devenir nul lorsque la pression interstitielle devient égale à la contrainte moyenne totale : Liquéfaction. Dans ce domaine également commence à se poser le problème de l'accumulation des déformations permanentes dues au chargement cyclique.

II.5. 4. Domaine des lois incrémentales ($\gamma_c > 5 \cdot 10^{-3}$)

Lors d'un séisme de forte intensité, ou lorsque les pressions interstitielles deviennent importantes, les déformations de cisaillement cycliques peuvent dépasser 10^{-2} , seule une approche incrémentale, qui relie à chaque instant le tenseur complet des taux de contraintes effectives au tenseur des taux de déformations, en fonction de l'état actuel des contraintes effectives et de l'histoire du matériau permet de tenir compte des phénomènes observés.

Des codes de calcul par éléments finis existent, qui permettent de calculer les différentes étapes de chargement d'une fondation (excavation, remblai, chargement statique, consolidation, arrivée d'un ou plusieurs séismes successifs...etc.). La qualité de la réponse calculée dépend en premier lieu de l'aptitude de la loi de comportement à reproduire quantitativement les phénomènes observés pour les trajectoires de sollicitation suivies in situ, ce qui inclut:

- ✓ Le comportement sous chargements monotone, en conditions drainées et non drainée (installation, stabilité);
- ✓ Le comportement sous chargements cycliques de grande amplitude (densification, dilatation, liquéfaction, mobilité cyclique...etc.).

II.6. Conclusion

La description réelle du comportement des sols sous chargement cyclique nécessite la détermination d'une loi de comportement globale qui prend en compte le caractère non linéaire et les déformations irréversibles du sol. Une telle loi permet de décrire le comportement d'un sol ce qui permet donc d'aborder les problèmes de déformations liés à l'interaction sol – structure.

Chapitre 3

COMPORTEMENT CYCLIQUE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

III.1. Introduction

Les structures actuelles sont en majorité soumises au chargement qui varie avec le temps. Cependant, dans beaucoup de cas la variation de la force est assez lente, ce qui permet de traiter les structures statiquement.

Plusieurs structures telles que les bâtiments sont conçues sur la base de l'analyse *pseudo statique ou statique*. La raison principale se situe ainsi dans la simplicité de ces analyses. Une analyse dynamique des structures est plus complexe qu'une analyse statique équivalente.

Le calcul dynamique suppose la détermination de la réponse des structures à la sollicitation sismique par la prise en compte des forces d'inertie mises en jeu (celles-ci n'existant que pendant la durée du séisme). La connaissance de l'état de contrainte à tout instant en découle.

Lorsque une structure se trouve soumise à une action sismique, elle effectue tout d'abord, tant que dure le séisme, une série d'oscillations forcées régies par des lois générales complexes, ils leur succèdent dès que le séisme a pris fin, des oscillations libres, qui obéissent à des lois plus simple, et qui s'amortissent plus ou moins rapidement. A remarquer qu'en l'absence d'amortissement et d'excitation extérieure, les structures peuvent osciller indéfiniment suivant une fonction sinusoïdale dans le temps.

Pour les ouvrages dont la fréquence de vibration propre est voisine de celle de l'action sismique, les effets dynamiques entrent en jeu ; la réponse de l'ouvrage interagit avec l'action sismique (il y a résonance). En réalité les structures ont autant de modes de vibration que de degré de liberté.

III.2. Nature des structures et leur comportement

III.2.1. Types des structures

On peut envisager trois types de structures liées au sol (figure 3.1):

III.2.1.1. Structures parfaitement raides – ($T = 0$)

Chaque point de la structure a le même déplacement absolu que le sol, donc la même accélération. Le déplacement relatif de la masse par rapport au sol, quel que soit l'amortissement de la structure, est nul: la réponse de l'oscillateur est quasi statique

$d(t) = 0$. En conséquence, une masse m attachée à cette structure lui communique une force d'inertie: $F = m \cdot \gamma(t)$

III.2.1.2. Structures parfaitement souples – ($T = \infty$)

Le déplacement absolu des masses de la structure en dehors de celles directement liées au sol est nul sous l'action des forces d'inertie. Le déplacement relatif $d(t)$ de la structure par rapport au sol passe par un maximum, et est opposé au déplacement absolu du sol.

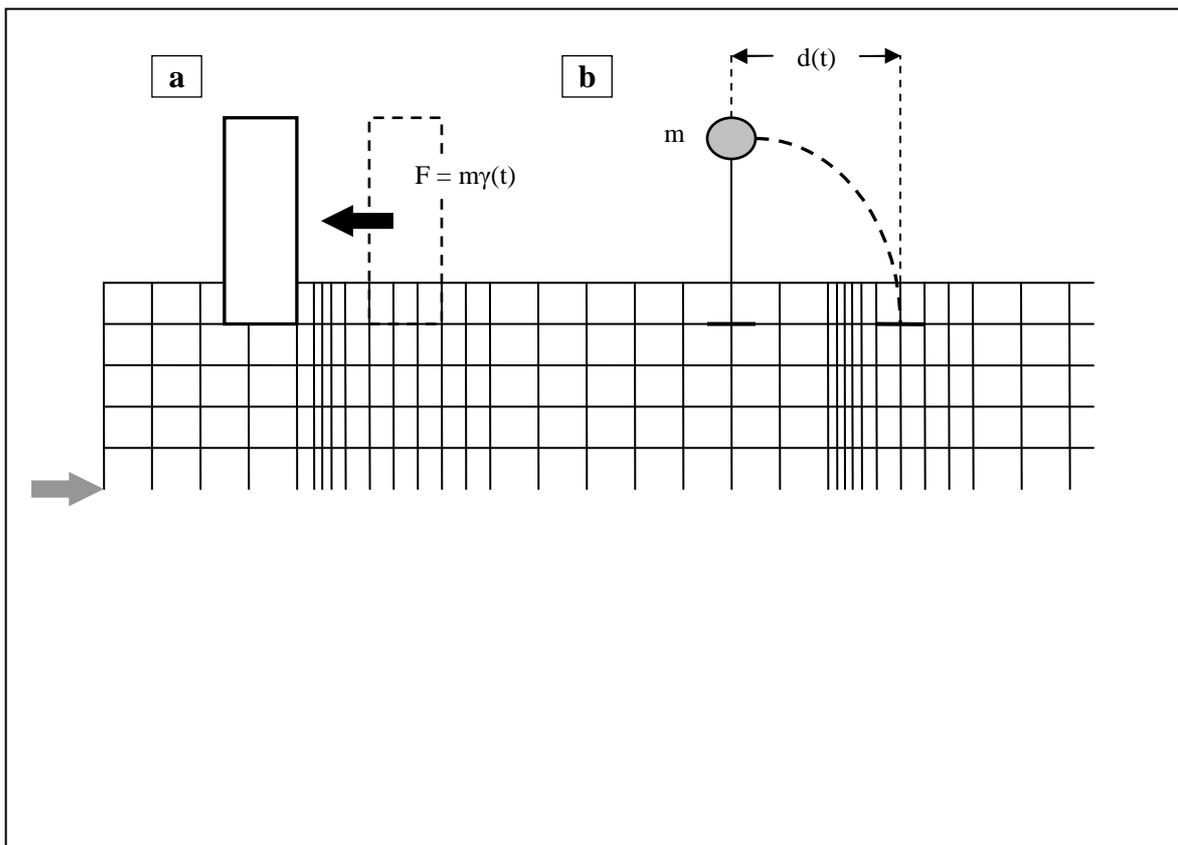


Fig.3.1.Types de structures

a) Oscillateur parfaitement raide ; b) Oscillateur parfaitement souple.

III.2.1.3. Structures courantes

Le déplacement absolu des masses de la structure par rapport à celui du sol n'est ni nul ni égal. On rencontre aussi des structures comportant à la fois des parties souples et des parties raides, extrêmement contrastées.

III.2.2. Comportement des bâtiments à l'action sismique

- ♦ Les tremblements de terre ne constituent pas une charge extérieure, ils sollicitent les bâtiments à travers les mouvements de sol. [10]
- ♦ Dans les ouvrages courants les valeurs de la rigidité et de l'amortissement dépendent justement de la valeur finale de la déformation qui peut être du type «flexion» pour les murs et / ou de type «cisaillement» pour les portiques (figure 3.2).
- ♦ Le nombre de ces sollicitations et les périodes de leurs cycles correspondent au nombre et aux périodes des oscillations de la structure.
- ♦ Pour presque la totalité des structures la valeur de la période des cycles se trouve dans l'intervalle $T= 0.2$ à 2 s.
- ♦ La durée de la variation des oscillations de 0 à la valeur maximale pendant chaque cycle est $t' = \frac{T}{2} = 0.1$ à 1 s.
- ♦ Les forces d'inertie qui apparaissent pendant l'action sismique dans un élément donnée résultent des actions transmises par les liaisons de cet élément avec le reste de la structure. Ces forces d'inertie ne peuvent donc être supérieures à la capacité de résistance en termes de forces de ces liaisons; les déformations qui leur correspondent peuvent par contre atteindre un niveau inacceptable, qui entraîne une ruine inévitable par instabilité plastique.

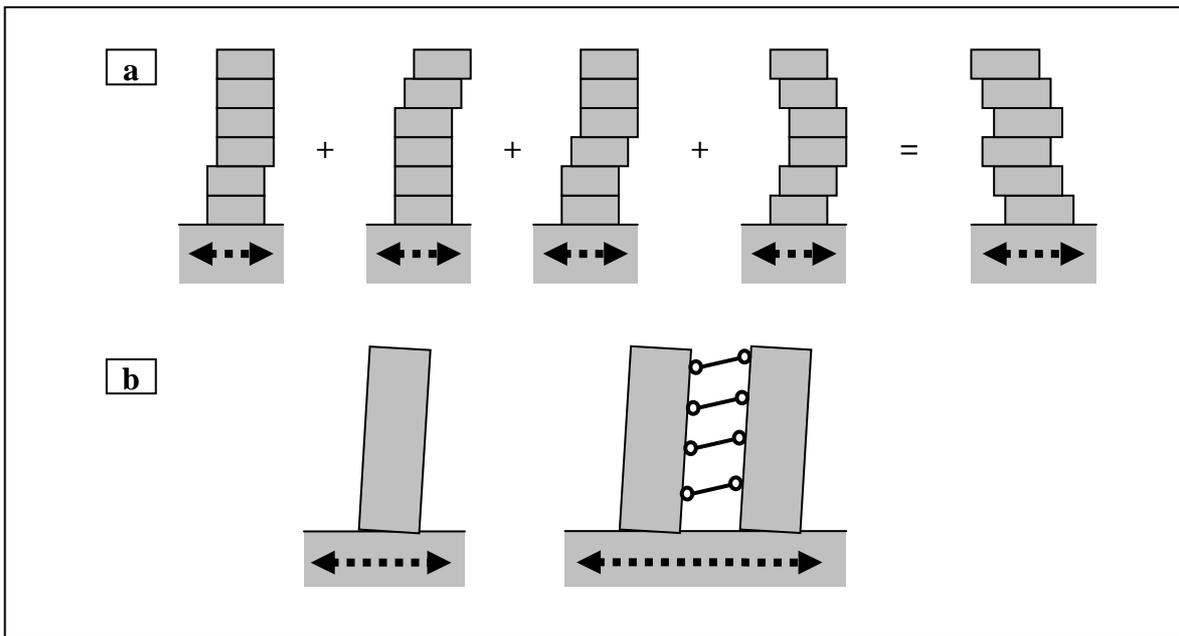


Fig.3.2. Comportement des structures sous l'action sismique: a) réponse en cisaillement (portiques) ; b) réponse en flexion (murs porteurs)

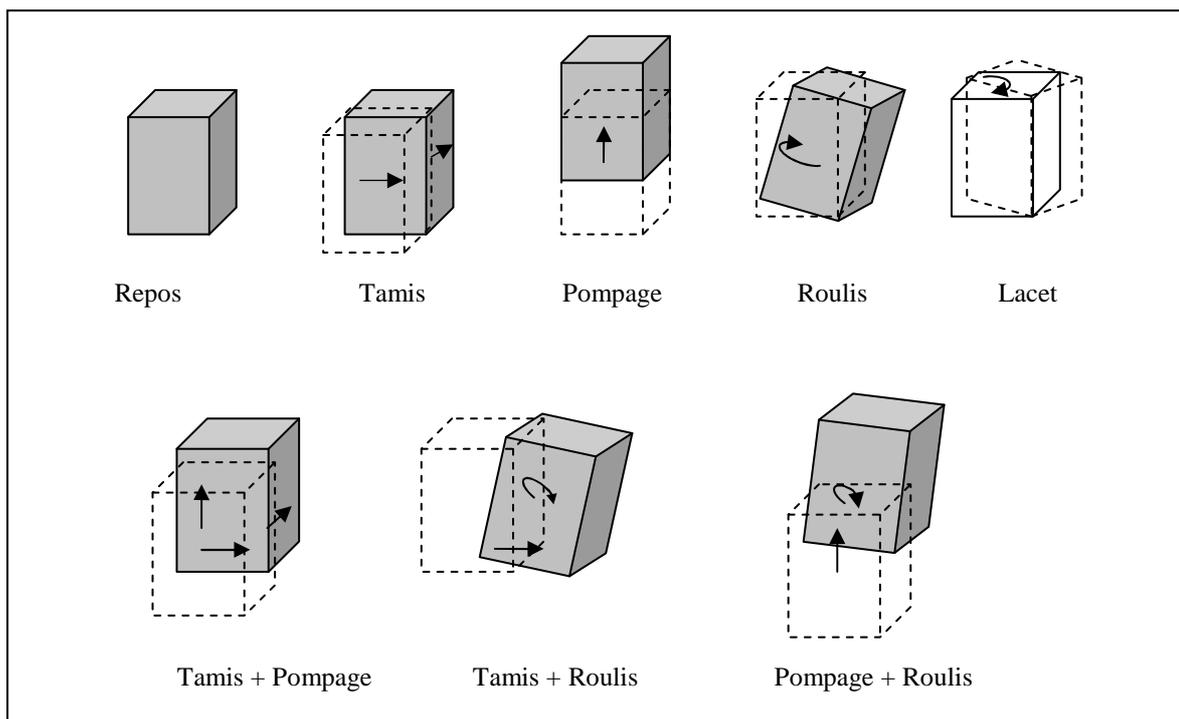


Fig.3.3 .Réponses d'un ouvrage rigide aux mouvements provoqués par l'action sismique

III.3. Calcul Sismique des Structures

Pour le calcul sismique des structures l'ingénieur peut recourir à l'une des trois méthodes suivantes (RPA99) :

❖ *La méthode statique équivalente* qui est fréquemment utilisée si ses conditions d'application telles que décrites dans le RPA99 sont satisfaites. C'est une méthode d'usage relativement simple et qui a la sanction de plusieurs décennies d'expérience.

❖ *Les méthodes dynamiques* qui comprennent :

▪ *La méthode modale spectrale* qui consiste à appliquer un spectre de réponse réglementaire à une structure donnée après avoir déterminé ses valeurs et formes propres. Celle-ci est en général la méthode la plus utilisée lorsque la méthode statique équivalente n'est pas applicable mais elle a l'inconvénient de ne pas pouvoir indiquer le temps pour lequel a eu lieu soit la réponse maximale soit une réponse donnée. De plus cette technique, nécessite des combinaisons modales et directionnelles pas toujours évident.

▪ *Les méthodes d'intégration pas à pas* des équations de mouvement et qui font aussi appel à un accélérogramme.

❖ *La méthode de superposition modale* qui utilise un accélérogramme tout en nécessitant un calcul modal.

III.4. Réponse dynamique

III.4.1. Equation du mouvement

Le chargement dynamique appliqué au système produit non seulement certains mouvements, mais associe également certains efforts, contraintes, réactions, etc... La réponse limite d'un système indique tous les effets indiqués ci-dessus produits par le chargement dynamique.

La réponse sismique d'une structure est exprimée par la prise en compte de l'équilibre dynamique des forces s'exerçant sur la structure pendant la durée du séisme, qui sont:

- ✓ Les forces de rappel élastique (proportionnelles au déplacement relatif);
- ✓ Les forces de freinage; proportionnelles à l'amortissement et la vitesse relative;

✓ Les forces d'inertie développée dans le sens contraire à l'accélération $\gamma(t)$, de l'action sismique, ces forces caractérisent la résistance qu'opposent les masses à leur mise en mouvement ou à leur freinage, elles sont donc opposées aux forces élastiques;

Si la force externe est nulle, le système est en vibration libre; dans un tel cas et en présence d'un amortisseur le système subit une vibration libre amortie. En l'absence d'un amortisseur le système est en vibration libre non amortie.

Le mouvement du sol est connu à posteriori par son accélérogramme $\gamma(t) = \ddot{u}_s(t)$ enregistré lors d'un séisme.

❖ **Dans le cas d'un oscillateur simple:** de masse m et de raideur k et un coefficient d'amortissement c , la masse m qui occupe la position déformée définie par $u(t)$, il est soumise aux forces horizontales suivantes (figure 3.4):

- Une force de rappel:

$$F_1 = -k * u(t) \quad (3.1)$$

- Une force d'amortissement (ou de freinage):

$$F_2 = -c * \dot{u}(t) \quad (3.2)$$

- Une force d'inertie:

$$F = -m * [\ddot{u}_s(t) + \ddot{u}(t)] \quad (3.3)$$

En écrivant l'équilibre des forces, on obtient:

$$F_1 + F_2 = -F(t) \quad (3.4)$$

On en déduit l'équation du mouvement:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = -m\ddot{u}_s(t) \quad (3.5)$$

L'équation du mouvement peut s'écrire sous la forme :

$$\ddot{u}(t) + 2\omega\zeta \dot{u}(t) + \omega^2 u(t) = \ddot{u}_s(t) \quad (3.6)$$

La solution est donnée par l'intégrale de Duhamel, on obtient le déplacement relatif:

$$u(t) = \frac{1}{\omega_D} \int_0^t \gamma(\tau) \cdot \exp[-\zeta\omega(t-\tau)] \cdot \sin \omega_D(t-\tau) d\tau \quad (3.7)$$

- ♦ $\dot{u}(t), \ddot{u}(t)$: Vitesse et accélération de la masse m par rapport au sol ;
- ♦ $\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$: pulsation du système non amorti;
- ♦ $f = 2\pi\omega$: fréquence (Hz);
- ♦ $T = \frac{1}{f}$: période (s);
- ♦ $\xi = \frac{c}{2\sqrt{mk}}$: L'amortissement;
- ♦ τ : variable d'intégration;

Où:

- ♦ $\omega_D = \omega\sqrt{1-\xi^2}$: pseudo – pulsation des oscillations libres amorties.

Les structures ayant toujours des amortissements très faibles, on peut considérer que $\omega_D = \omega$, les composantes du mouvement sismique deviennent:

$$\text{Le déplacement relatif: } u(t) = -\frac{1}{\omega} \int_0^t \gamma(\tau) \cdot \exp[-\xi\omega(t-\tau)] \cdot \sin \omega(t-\tau) d\tau \quad (3.8)$$

$$\text{La vitesse relative: } \dot{u}(t) = -\int_0^t \gamma(\tau) \cdot \exp[-\xi\omega(t-\tau)] \cdot \cos \omega(t-\tau) d\tau \quad (3.9)$$

$$\text{La pseudo accélération : } \ddot{u}(t) = -\omega \int_0^t \gamma(\tau) \cdot \exp[-\xi\omega(t-\tau)] \cdot \sin \omega(t-\tau) d\tau \quad (3.10)$$

$$\ddot{u}(t) = -\omega^2 u(t) \quad (3.11)$$

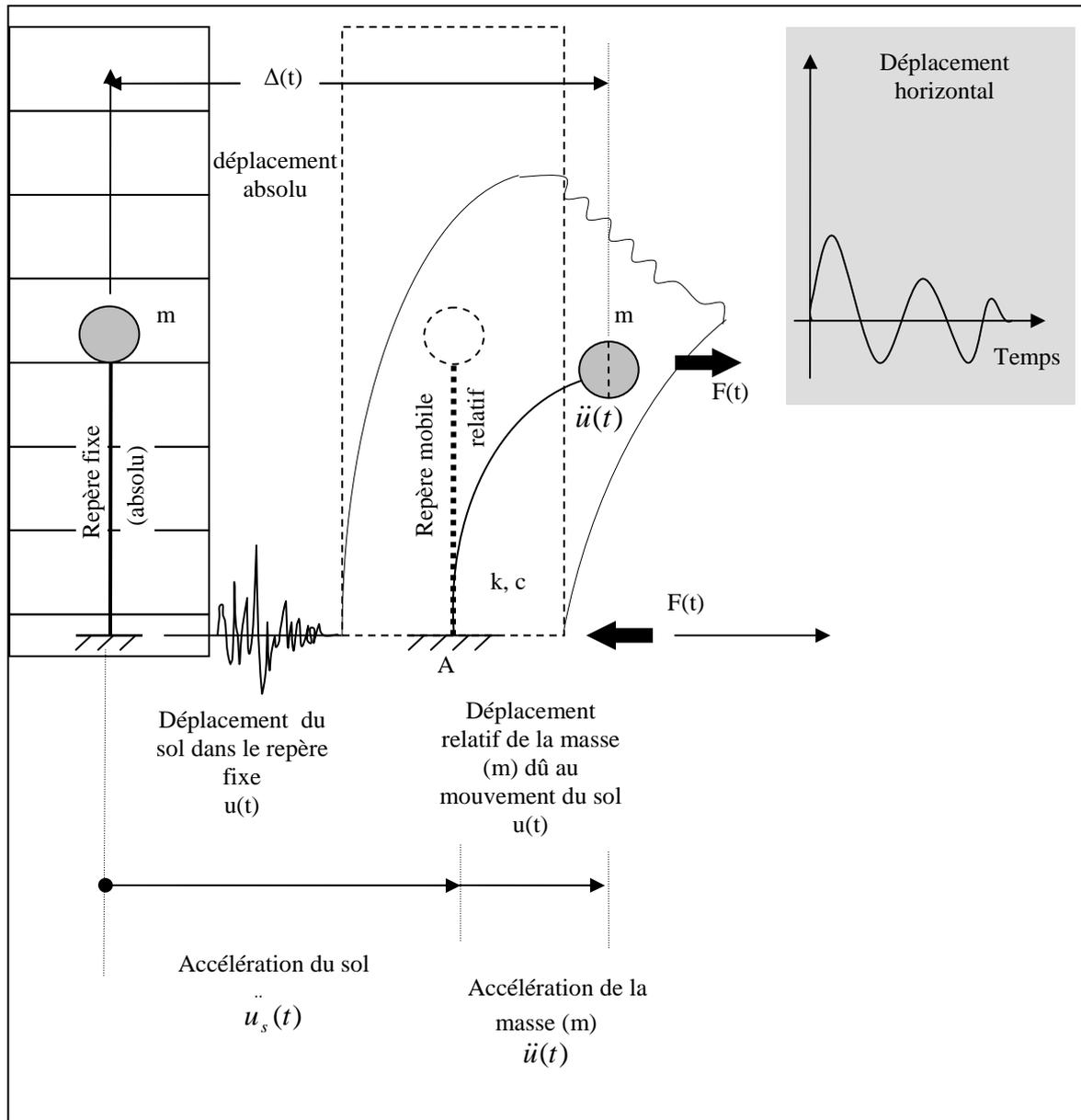


Fig.3.4. Oscillateur simple

❖ Dans le cas d'un oscillateur multiple: Pour une structure à « n » degrés de liberté, la forme matricielle suivante :

$$[M]\ddot{U} + [C]\dot{U} + [K]U = F(t) \quad (3.12)$$

Avec :

- ♦ $[M]$: matrice des masses ;
- ♦ $[C]$: matrice d'amortissement ;
- ♦ $[K]$: matrice de rigidité ;
- ♦ U : vecteur déplacement relatif des différents points de la structure ;
- ♦ $F(t)$: vecteur correspondant au chargement qui est une fonction du temps.

Dans le cas de l'analyse d'une structure à une excitation sismique, cette équation a pour expression :

$$[M]\ddot{U} + [C]\dot{U} + [K]U = -[M]\ddot{\Gamma}(t) \quad (3.13)$$

Avec :

- ♦ $\ddot{\Gamma}$: Vecteur correspondant à l'accélération du sol $\gamma(t)$

$$\ddot{\Gamma}(t) = \gamma(t).\vec{u}$$

- ♦ \vec{u} : Vecteur unitaire dans la direction du séisme.

En général, une structure continue est discrétisée en un certain nombre de points. Une fois les matrices de masse, d'amortissement et de rigidité obtenues, l'équation du mouvement de la structure est déterminée et il ne reste, pour avoir les réponses recherchées, qu'à choisir la méthode de calcul la plus adéquate. Ce choix est dicté par la précision recherchée et les moyens de calcul dont on dispose. [28]

III.4.2. Modes propres

Les oscillations libres d'un oscillateur multiple non amorti constituent une bonne approximation du mouvement réel de cet oscillateur, soumis à un chargement extérieur variable dans le temps. Les modes propres de vibration se déterminent à partir de l'équation:

$$M\ddot{U} + KU = 0 \quad (3.14)$$

Avec des solutions générales de la forme: $U = A \cdot \sin \omega t$ (3.15)

on résout: $(K - \omega M)A = 0$ (3.16)

Soit: $|K - \omega^2 M| = 0$ (3.17)

On détermine la matrice colonne des valeurs propres: $\omega^2 = [\omega_1^2 \dots \omega_n^2]$

On calcul ensuite les vecteurs propres Φ_i , associés à chaque valeur propre ω_i^2 :

$$(K - \omega_i^2 M)\phi_i = 0 \quad (3.18)$$

Ces vecteurs propres, orthogonaux deux à deux, constituent une base et on désigne par Φ leur matrice: $\phi = [\phi_1 \dots \phi_n]$.

Les déplacements s'expriment alors sur la base des vecteurs propres par:

$$U = \sum_i \phi_i Y_i = \phi Y \quad (i = 1, n) \quad (3.19)$$

♦ Y : vecteur colonne des amplitudes (déplacements généralisés).

L'équation du mouvement devient:

$$M\phi\ddot{Y} + C\phi\dot{Y} + K\phi Y = -MJ\ddot{U}_s \quad (3.20)$$

Le système se transforme en « n » équations différentielles indépendantes en pré multipliant chaque terme de l'équation par Φ^T :

$$\phi^T M \phi \ddot{Y} + \phi^T C \phi \dot{Y} + \phi^T K \phi Y = \phi^T J M \ddot{U}_s \quad (3.21)$$

Mais cette résolution n'est possible que si la matrice d'amortissement se présente sous forme particulière.

En posant:

- $C_i = 2\xi_i \omega_i M_i$: amortissement généralisé;
- $M_i = \phi_i^T M \phi_i$: masse généralisée;
- $K_i = \phi_i^T K \phi_i = \omega_i^2 M_i$: raideur généralisée;

En remarquant que: $\phi_i^T M \phi_j = \phi_i^T C \phi_j = \phi_i^T K \phi_j = 0$ si $i \neq j$ (3.23)

On obtient «n» équations découplées du mouvement qui est celles de «n» oscillateurs simples, ainsi l'équation du mouvement du mode «i» est:

$$\ddot{Y}_i + 2\xi_i \omega_i \dot{Y}_i = -(\phi_i^T M J / M_i) \ddot{U}_s = -q_i \ddot{U}_s \quad (3.24)$$

- ♦ J: vecteur colonne caractérisant la direction dans laquelle s'exerce cette accélération ;
- ♦ i: correspond à la direction du déplacement du sol ;
- ♦ i = 0 dans le cas contraire ;
- ♦ q_i : facteur de participation du mode «i» dans la direction J du séisme;
- ♦ ξ_i : pourcentage d'amortissement par rapport au critique du mode «i»;

$$\omega'_i = \omega_i \sqrt{1 - \xi_i^2}.$$

Le mouvement du mode «i» avec des conditions initiales nulles est donné par:

$$Y_i(t) = -\frac{q_i}{\omega'_i} \int_0^t \ddot{u}_s(\tau) \cdot \exp[-\xi_i \omega_i (t - \tau)] \cdot \sin \omega'_i (t - \tau) d\tau \quad (3.25)$$

Connaissant le mouvement de chaque mode «i», on revient aux déplacements réels de la structure par:

$$u(t) = \phi Y(t) \quad (3.26)$$

Puis on détermine les efforts dans la structure par:

$$F(t) = K U(t) = K \phi Y(t) \quad (3.27)$$

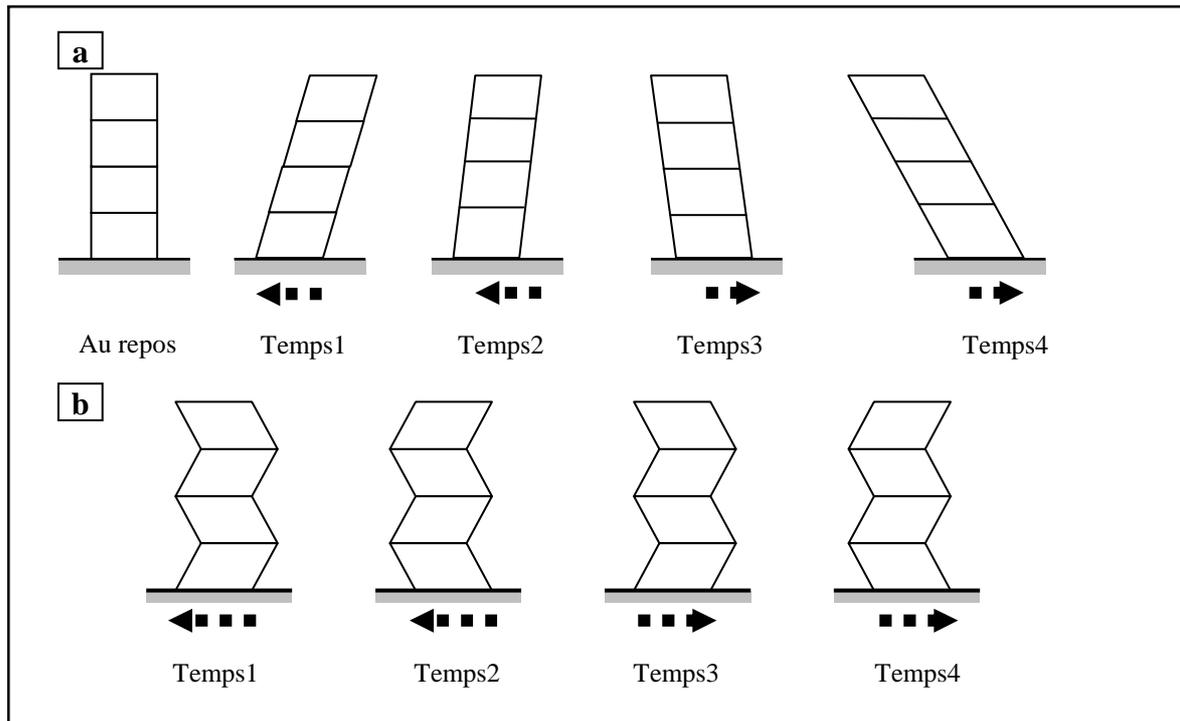


Fig.3.5. Modes de vibration – Portique
a) premier mode; b) modes supérieurs

III.4.3. Analyse modale spectrale

L'analyse modale spectrale, désigne la méthode de calcul des efforts maximaux d'un séisme sur un structure .elle est caractérisée par :

- ♦ la sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse ;
- ♦ le comportement supposé élastique de la structure, permettant le calcul des modes propres
- ♦ l'analyse modale spectrale est basée sur les observations suivantes :
- ♦ la réponse d'une structure est prépondérante au voisinage de certaine fréquence, dites fréquences des résonances.
- ♦ Le comportement de la structure pour ces fréquences particulières est applet mode de vibration.
- ♦ Le comportement global peut être considéré comme la somme des contributions des différents modes.

Elles peuvent êtres à toute sorte d'ouvrage sauf :

- ♦ Ceux présentant des non linéarités géométriques accusées;
- ♦ Ou non linéarité mécanique.

III.4.4. Méthodologie de calcul

Elle comporte les étapes suivantes :

- ♦ Recherche des modes propres ;
- ♦ Sélection des modes utiles et prise en compte éventuellement du pseudo mode;
- ♦ Combinaisons des réponses modales;
- ♦ Cumul des effets composants du mouvement sismique.

A) Recherche des modes propres

La décomposition modale permet (comme on a déjà vu) de ramener l'étude d'un système de N degrés de liberté à celle de n oscillateurs simples et reconduire ainsi les conclusions aux quelles on a abouti pour l'oscillateur simple. Elle nécessite la détermination d'autant de modes propres n (périodes et déformées modales que la structure comporte de degrés de libertés N).

On va chercher d'abord les modes propres non amortis du système, c'est – à – dire les modes de déformation de la structure qui, en absence d'amortissement et d'excitation extérieur, correspondent à des efforts internes qui équilibrent exactement les forces d'inertie dues à une variation sinusoïdale de ces déformations.

Il est d'usage, après cette étape d'extraire tout d'abord un nombre limité de modes propres afin d'apprécier rapidement le comportement dynamique de la structure : la période et l'allure des premiers modes de vibrations constituent en effet un excellent diagnostic de la qualité de la modélisation.

Pour les structures courantes, relativement simples, le nombre de modes significatifs se situe autour de la dizaine. Les structures plus complexes peuvent nécessiter l'extraction de plusieurs dizaines de modes.

La connaissance de la réponse de l'ouvrage permet de juger la représentativité des résultats. A partir des modes propres, on doit être en mesure d'apprécier le comportement dynamique du bâtiment et de mettre, en évidence une erreur de modélisation. Le dessin des déformées modales est un outil privilégié pour cette appréciation. Il permet de visualiser les modes globaux, essentiels, et les modes parasites à caractère local.

Le nombre limite des modes calculés ne constitue pas un handicap, pour trois raisons :

- Pour une action sismique donnée, la réponse globale de la structure est essentiellement constituée de quelques modes principaux, au-delà d'une certaine fréquence (généralement la fréquence de coupure), l'apport des modes supérieurs est négligeable.
- De plus, la précision des modes est d'autant plus illusoire qu'ils sont d'ordre supérieur ;
- En fin, la technique du mode résiduel permet de prendre en compte l'ensemble de modes supérieurs situés au-delà de la fréquence de coupure.

B) Sélection des modes utiles

En pratique, seul une partie de ces modes va apporter une contribution significative, à la réponse de la structure. Souvent, pour les bâtiments courants seuls deux ou trois modes ont une influence significative sur la réponse vis – à – vis d'une direction donnée du séisme, et parmi eux le premier mode est largement prépondérant.

En aucun cas, donc, le nombre de modes retenus ne doit être inférieur à 3. Le premier mode est appelé mode fondamentale, pour les bâtiments courants, et réguliers, leur période proportionnelle à la hauteur H .

- **Les masses modales** : le critère le plus généralement pratiqué pour valider la sélection effectuée sur les modes est celui de masses modales effectuées, qui consiste donc à normaliser par rapport aux masses du bâtiment.

Par définition, la masse modale pour le mode « i » est la masse effective dans la direction du séisme étudiée. Ce critère ne dépend pas directement des efforts, et ne permet donc pas toujours d'éliminer des modes peu significatifs. Par contre, la somme de toutes les masses modales étant connue, l'oubli d'un mode important peut être facilement détecté.

D'après RPA99 le nombre de modes de vibration à retenir dans chaque direction d'excitation doit être tel que :

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

- 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.
- **Les énergies de déformation** : un autre critère de sélection de modes est constitué par l'énergie maximale de déformation (potentielle) que va emmagasiner la structure dans sa réponse sur chacun de ces modes. Pour un mode « j », caractérisé par un vecteur propre ϕ_j , l'énergie de déformation correspondante est donnée par :

$$E_j = \frac{1}{2} U_j^t K U_j = \frac{1}{2} y_i^2 \phi_j^t K \phi_j \quad \text{avec : } K = \text{matrice de rigidité.}$$

On peut ainsi classer les modes par ordre d'importance en fonction de l'énergie de déformation. Un tel classement permet donc d'éliminer facilement les modes qui ne produisent pas des déformations, donc des efforts notables.

En revanche, la valeur totale de l'énergie correspondant à la superposition de l'ensemble des modes de vibration ne peut être calculée, on ne peut donc vérifier si tous les modes importants ont bien été pris en compte.

C) **Prise en compte des modes négligés : les pseudo – modes**

Si, à la fréquence de coupure (33Hz ou 25Hz), le cumul des masses modales dans la direction du séisme étudié n'atteint pas 90% de la masse totale de l'ouvrage, on doit prendre en compte les modes négligés appelés aussi modes résiduels ou pseudo – modes. Pour chaque direction du séisme et à chaque niveau, l'effet du mode négligé est la différence entre la réponse statique sous l'accélération du sol et la somme des masses modales.

Le pseudo – mode correspond donc au défaut de masse dont la réponse est calculée par application statique de l'accélération maximale du sol, c'est – à – dire l'accélération de calage du spectre au droit de la fréquence de coupure.

A défaut de procéder au calcul d'un mode résiduel, il faut majorer toutes les variables d'intérêt (forces, déplacement, contraintes ... etc.) obtenus par la combinaison des réponses modales par le facteur : $\frac{M}{\sum M_i}$.

D) Combinaison des réponses modales

Les réponses modales calculées pour les différents modes retenus sont combinées de façon à reconstituer l'ensemble des effets du séisme réel.

- **Combinaison arithmétique** : Les différentes réponses modales passent toutes par leur valeur maximale, au même instant, et avec le signe le plus défavorable pour le dimensionnement ; c'est la probabilité pour qu'elles atteignent simultanément leur amplitude maximale. On serait ainsi amené à effectuer une addition pure et simple, dans le sens le plus défavorable, des diverses composantes modales sauf cas très particulier où un mode serait largement prédominant, une telle méthode est en fait impraticable car elle conduirait à des surdimensionnements très importants, et pour une bonne part, injustifiés.

- **Combinaison quadratique** : Les différents modes n'atteignent pas leur maximum au même instant, il serait pessimiste de faire l'hypothèse que la sollicitation maximale d'une structure soit égale à la somme des valeurs absolues des sollicitations sous chaque mode. Si l'on postule l'absence de corrélation entre les différentes réponses modales dans ce cas le maximum probable d'une réponse de la structure est :

$x = \sqrt{\sum_{i=1}^n x_i^2}$: dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres (RPA99).

$x = \sqrt{(|x_1| + |x_2|)^2 + \sum_{i=3}^n x_i^2}$: Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes (RPA99).

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

$$r \leq 10 / (10 + \sqrt{\xi_i \xi_j})$$

• **Combinaison quadratique complète** : En considérant systématiquement une corrélation entre deux réponses en fonction de l'écart existant entre les deux fréquences

propres associées : $\sqrt{\sum_{i,j}^n \alpha_{i,j} x_i x_j}$

$\alpha_{i,j}$: terme de couplage = 1 pour (i = j)

Cette combinaison quadratique habituelle n'est qu'un cas particulier de la combinaison précédente. [28]

III.5. Conclusion:

Les déplacements de la structure soumise à une accélération du sol seront identiques aux déplacements de la même structure sur le sol fixe et soumise à une force externe égale à la masse fois l'accélération du sol et opposant à la direction opposée à l'accélération. Cette force effective est équivalente à l'effet du tremblement de terre sur la structure.

Chapitre 4

INTERACTION SOL STRUCTURE

IV.1. Introduction

C'est l'étude du comportement d'une structure soumise à une sollicitation sismique. Elle traduit la modification du mouvement du sol (ou de la structure) en présence de l'autre lors du séisme.

Les forces d'inertie développées dans la structure lorsqu'elle est soumise à un mouvement de son support, qui sont exercés par la structure sur sa fondation. On a également étudié les mouvements du sol support lorsque les ondes sismiques se propagent dans celui-ci avant d'atteindre l'ouvrage dont on cherche à étudier la réponse. La question se pose de savoir comment ces deux phénomènes interagissent et dans quelle mesure le mouvement du support est affecté par la réponse de la structure, dont la réponse sera elle-même modifiée par le mouvement du support. Le terme générique regroupant l'étude de ces phénomènes est désigné dans la littérature sous le nom d'interaction sol-structure.

Loin de la fondation, dans une région dénommée le champ libre, les couches de sol sont traversées par des ondes sismiques dont la nature peut être complexe. La nature des ondes est dictée par les caractéristiques de la source sismique mais également par la géométrie et les caractéristiques mécaniques des terrains traversés. Si l'on s'intéresse au mouvement de la fondation, les déformations du sol sont transmises à celle-ci et engendrent un mouvement de la superstructure, même en l'absence de superstructure. Le mouvement de la fondation est différent du mouvement du champ libre du fait des différences de rigidité entre la fondation et le sol encaissant: le champ d'ondes incident est réfléchi et diffracté par la fondation et donc modifie le mouvement total du sol au voisinage de celle-ci. Ce phénomène est connu sous le nom *d'interaction cinématique*. Par ailleurs, le mouvement induit sur la fondation développe des oscillations de la superstructure et donc donne naissance à des forces d'inertie qui sont retransmises à la fondation sous forme de forces et de moments. Ce phénomène est connu sous le nom *d'interaction inertielle*. De toute évidence, le dimensionnement de la fondation doit tenir compte de ces deux composantes de l'interaction.

Cette interaction sol – structure est plus ou moins importante selon le type de sol, les caractéristiques de la structure, et son mode de fondation (impédance d'une fondation).

La résolution du problème d'interaction sol – structure, dépend de celle des problèmes suivants: [32]

- La définition de l'aléa sismique et du mouvement résultant;
- L'étude du comportement du sol sous chargement cyclique;
- L'évaluation du comportement du sol en champ libre;
- L'évaluation de la réponse de la structure sous chargement dynamique.

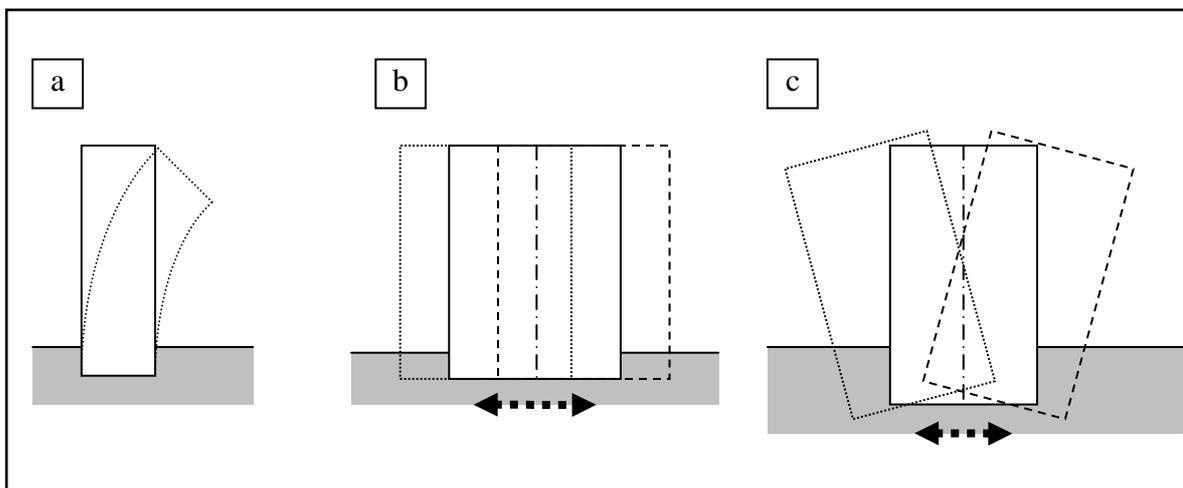


Fig.4.1. Interaction sol – structure :

a) sans ISS, bâtiment souple et sol de très bonne résistance mécanique ; b) sans ISS, bâtiment raide et sol de très bonne résistance mécanique ; c) avec ISS, bâtiment raide et sol de faible ou moyenne résistance mécanique.

Diverses investigations (KHALIL Louay, SADEK Marwan & SHAHROUR Isam) ont montré une étude paramétrique de l'influence de l'interaction sol-structure sur la fréquence fondamentale de structure sous chargement sismique. L'analyse est effectuée en utilisant une modélisation numérique par éléments finis. [21]

M. Oudjene^a, M. Meghlat^b, Y. Bouafia^b (2005) ont étudié l'effet de site sur la réponse sismique en montrant que dans la gamme des hautes fréquences la modification de l'action sismique n'est pas prise en compte par la forme des différents spectres de réponse. Ceci en considérant quatre catégories de sites associés à quatre spectres de réponse. [24]

Denis Lefebvre ing., M.Sca et Stéphane Théroix ing., M.ing. "Interaction sol structure pour le design de bâtiments sur fondations superficielles, (1995) [11], ont montré l'influence du phénomène sur la répartition des efforts dans les membrures. et commenterons les différentes façons de combiner les charges en y incluant les tassements différentiels selon les normes CNB, CSA-S688 CHBDC et UBC 97 et discuter sur les conditions pour lesquelles un bâtiment devient plus susceptible aux tassements différentiels et au phénomène d'interaction sol-structure.

Cottreau-Didier Clouteau–Christian Soize: "Modèle dynamique équivalent de matrices d'impédance de fondation" (2007) [30], ils présentent un modèle plus générale, dit à variables cachées, basé sur les propriétés mathématiques des matrices d'impédance, telles la causalité et la stabilité. la méthode d'identification de ces modèles est présentée en détail.

IV.2. Etude du problème d'interaction sol structure

IV.2.1. Formulation d'un problème d'interaction

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

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

Pour les études de l'interaction sol – structure, le modèle d'ondes sismiques généralement considéré est celui d'onde de volume se propagent verticalement à partir d'un bed – rock horizontal supposé rigide. [17]

IV.2.2. Mouvement du sol en champ libre

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

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

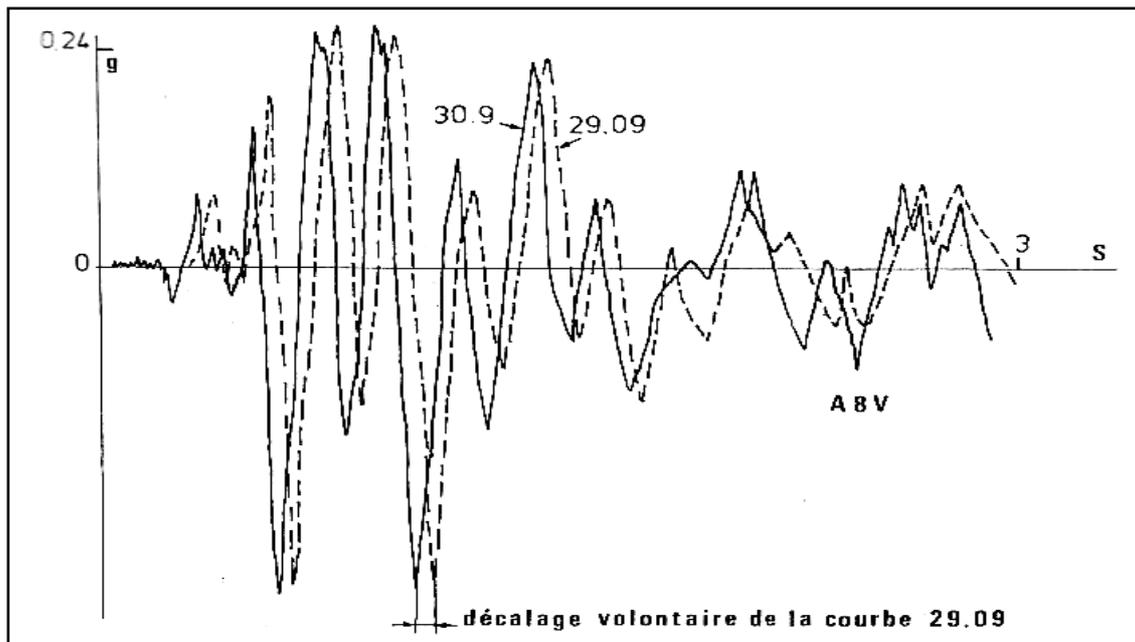


Fig.4.2. Accélération en champ libre

IV.3. Illustration de l'effet de l'interaction sol structure

IV.3.1. Modèle analogique simplifié

L'influence de l'interaction sol structure sur la réponse d'un ouvrage peut être illustrée à l'aide du modèle analogique de la figure 4.3. La structure est assimilée à *une masse et un ressort*, placés à une hauteur h au-dessus de la fondation. La liaison entre *la structure* et la *fondation* est réalisée par une barre rigide. La fondation repose sur le sol et son interaction avec celui-ci est modélisée par *le biais des fonctions d'impédance*, c'est à dire les réactions exercées par le sol sur la fondation, peuvent être représentées par un ensemble de ressorts et d'amortisseurs indépendants de la fréquence.

Le système de la figure 4.3 possède 3 degrés de liberté :

- Le déplacement horizontal «u» de la masse «m»;
- Le déplacement horizontal «u₀» de la fondation;
- La rotation «θ» de la fondation autour d'un axe horizontal.

Il est soumis à un déplacement horizontal du sol support, harmonique de pulsation «ω» et d'amplitude «u_g». [3]

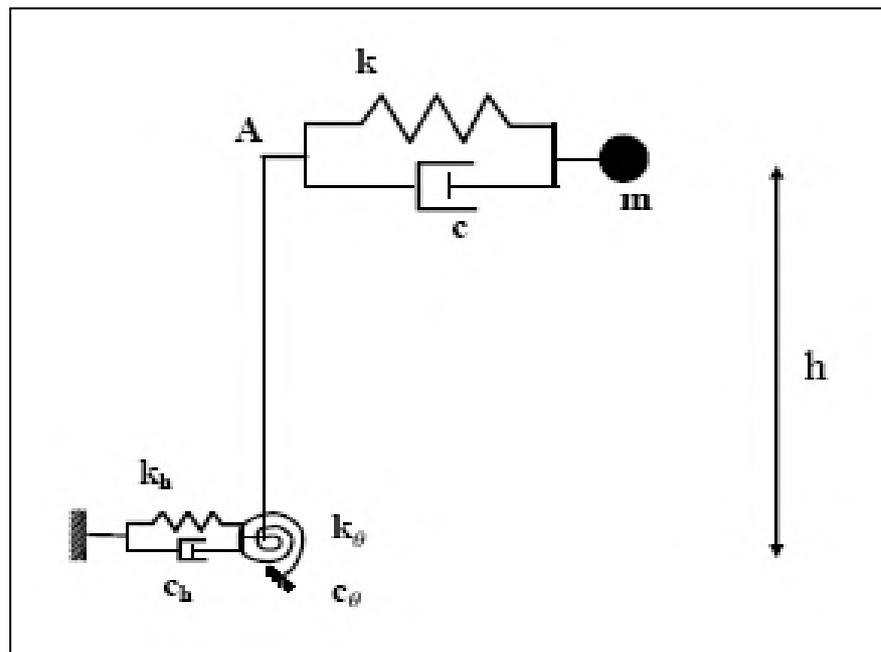


Fig.4.3. Modèle simplifié d'interaction sol – structure

Les équations d'équilibre dynamique du système s'obtiennent aisément à partir des équations de Lagrange en prenant comme variables généralisées q_i :

- q₁= u, le déplacement relatif de la masse par rapport à A;
- q₂= u₀, le déplacement de la fondation ;
- q₃= θ, la rotation de la fondation.
- Le déplacement absolu:

$$u' = u_g + u_0 + u + h\theta \tag{4.1}$$

- L'énergie cinétique:

$$T = \frac{1}{2} m(\dot{u}_g + \dot{u}_0 + \dot{u} + h\dot{\theta})^2 \tag{4.2}$$

➤ L'énergie potentielle :

$$V = \frac{1}{2}(ku^2 + k_h u_0^2 + k_\theta \theta^2) \quad (4.3)$$

➤ le travail des forces non conservatives (forces d'amortissement) :

$$\delta W = -(C\dot{u}\delta u + C_h \dot{u}_0 \delta u_0 + C_\theta \dot{\theta} \delta \theta) \quad (4.4)$$

Pour un mouvement harmonique de pulsation ω :

$$\dot{x} = i\omega x \quad ; \quad \ddot{x} = -\omega^2 x \quad (4.5)$$

$$\xi = \frac{\omega C}{2k} \quad ; \quad \xi_h = \frac{\omega C_h}{2k_h} \quad ; \quad \xi_\theta = \frac{\omega C_\theta}{2k_\theta} \quad (4.6)$$

$$\begin{cases} -m\omega^2(u_0 + u + h\theta) + k(1 + 2i\xi)u = m\omega^2 u_g \\ -m\omega^2(u_0 + u + h\theta) + k_h(1 + 2i\xi_h)u_0 = m\omega^2 u_g \\ -mh\omega^2(u_0 + u + h\theta) + k_\theta(1 + 2i\xi_\theta)\theta = mh\omega^2 u_g \end{cases} \quad (4.7)$$

En introduisant les notations suivantes :

$$m\omega_s^2 = k \quad ; \quad m\omega_h^2 = k_h \quad ; \quad mh^2\omega_\theta^2 = k_\theta \quad (4.8)$$

et en éliminant u_0 et θ entre les trois équations précédentes, il vient :

$$\left[1 + 2i\xi - \frac{\omega^2}{\omega_s^2} - \frac{\omega^2}{\omega_h^2} \frac{1 + 2i\xi}{1 + 2i\xi_h} - \frac{\omega^2}{\omega_\theta^2} \frac{1 + 2i\xi}{1 + 2i\xi_\theta} \right] u = \frac{\omega^2}{\omega_s^2} u_g \quad (4.9)$$

Tenant compte du fait que $\xi, \xi_h, \xi_\theta \ll 1$, l'équation précédente devient :

$$\left[1 + 2i\xi - \frac{\omega^2}{\omega_s^2} - \frac{\omega^2}{\omega_h^2} (1 + 2i\xi - 2i\xi_h) - \frac{\omega^2}{\omega_\theta^2} (1 + 2i\xi - 2i\xi_\theta) \right] u = \frac{\omega^2}{\omega_s^2} u_g \quad (4.10)$$

▪ considérant maintenant un oscillateur simple à 1 degré de liberté de même masse «m», de pulsation propre « $\tilde{\omega}$ » et d'amortissement « $\tilde{\zeta}$ » soumis à un déplacement harmonique « \tilde{u}_g » de pulsation « ω » à sa base (cas de la structure encastrée à sa base)

$$\left(1 + 2i\tilde{\zeta} - \frac{\omega^2}{\tilde{\omega}^2}\right)u = \frac{\omega^2}{\tilde{\omega}^2}\tilde{u}_g \quad (4.11)$$

L'oscillateur équivalent aura même réponse que la structure de la figure 4.3 si l'équation suivantes sont vérifiées :

$$\begin{cases} \frac{1}{\tilde{\omega}^2} = \frac{1}{\omega_s^2} + \frac{1}{\omega_h^2} + \frac{1}{\omega_\theta^2} & (4.12.a) \\ \tilde{\zeta} = \frac{\tilde{\omega}^2}{\omega_s^2}\zeta + \frac{\tilde{\omega}^2}{\omega_h^2}\zeta_h + \frac{\tilde{\omega}^2}{\omega_\theta^2}\zeta_\theta & (4.12.b) \\ \tilde{u}_g = \frac{\tilde{\omega}^2}{\omega_s^2}u_g & (4.12.c) \end{cases}$$

Il résulte des équations (4.12) que l'interaction sol structure a pour effet :

- de diminuer la pulsation propre ω_s de la structure base encastrée, ($\tilde{\omega} < \omega_s$) ;
- d'augmenter l'amortissement du système ($\tilde{\zeta} > \zeta$) par rapport à la structure bas encastrée ;
- de diminuer la sollicitation incidente effective à la base de la structure $\tilde{u}_g < u_g$.

IV.3.2. Influence de l'interaction sol structure

La figure 4.4 qui présente pour une fondation circulaire reposant sur un semi espace élastique homogène, les variations relatives $\tilde{\varepsilon}$; $\frac{\tilde{\omega}}{\omega_s}$; $\frac{\tilde{u}_g}{u_g}$ en fonction des paramètres

adimensionnels:

$$\bar{h} = \frac{h}{r} = 1, \quad s = \frac{\omega_s h}{v_s}, \quad \bar{m} = \frac{m}{\rho \cdot r^3} \quad (4.13)$$

- **r**: est le rayon de la fondation ;
- **ρ** : la masse volumique ;
- **V_s** : la vitesse des ondes S dans le sol.

La figure 4.4 met clairement en évidence que L'influence de l'interaction sol structure est d'autant plus importante que le sol de fondation est mou (s croissant) ou que la structure est massive (m croissant). [3]

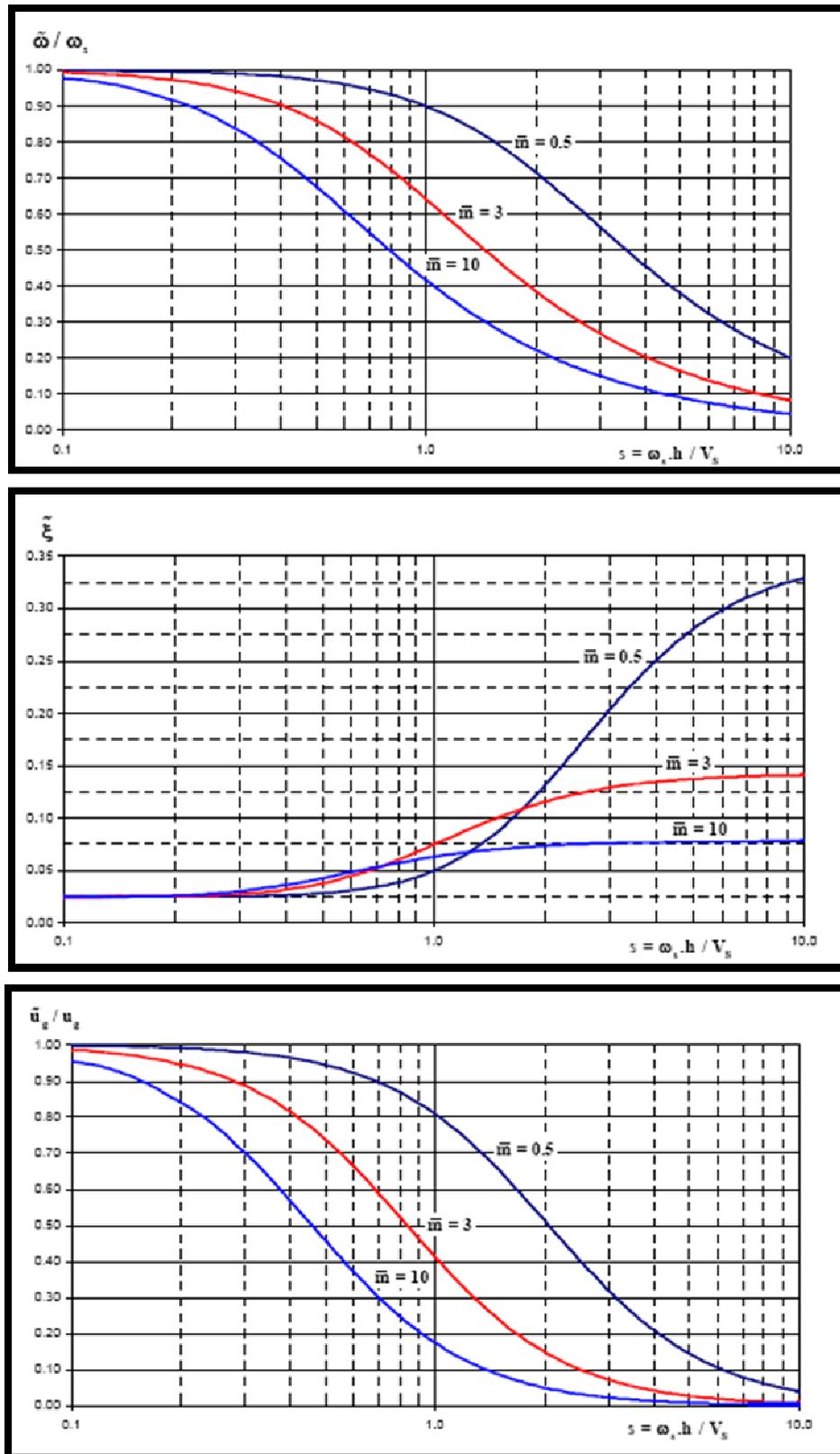


Fig. 4.4 : Influence de l'interaction sol – structure

IV.4. Formulation de l'interaction sol structure

Avant d'examiner les différentes méthodes de prise en compte de l'interaction sol-structure, il est utile de formuler de façon générale le problème. Cette formulation est orientée vers un traitement par élément fini du phénomène d'interaction. [2]

En effet, la complexité du problème est telle que le recours aux méthodes numériques est pratiquement inévitable. Les équations du mouvement sont obtenues par référence à la figure 4.5 qui schématise un ensemble sol structure.

L'équation du mouvement s'écrit :

$$\underline{M}\ddot{\underline{U}} + \underline{C}\dot{\underline{U}} + \underline{K}\underline{U} = \underline{Q}_f \quad (4.14)$$

- \underline{M} : matrice de masse ;
- \underline{C} : matrice d'amortissement du système ;
- \underline{K} : matrice de raideur du système.
- \underline{Q}_f : le vecteur de charge

En l'absence de structure, l'équation du mouvement du champ libre est analogue de par sa forme à l'équation (4.14). Les indices f désignant les matrices masses, amortissement et raideur relative au seul champ libre, cette équation s'écrit :

$$\underline{M}_f \ddot{\underline{U}}_f + \underline{C}_f \dot{\underline{U}}_f + \underline{K}_f \underline{U}_f = \underline{Q}_f \quad (4.15)$$

Posant: Le déplacement total pour le problème d'interaction est alors donné par l'équation (4.16).

$$\underline{U} = \underline{U}_i + \underline{U}_f \quad (4.16)$$

L'équation (4.17) définit le déplacement d'interaction \underline{U}_i qui satisfait l'équation :

$$\underline{M}_i \ddot{\underline{U}}_i + \underline{C}_i \dot{\underline{U}}_i + \underline{K}_i \underline{U}_i = -\underline{Q}_i \tag{4.17}$$

avec :

$$\underline{Q}_i = [\underline{M} - \underline{M}_f] \ddot{\underline{U}}_f + [\underline{C} - \underline{C}_f] \dot{\underline{U}}_f + [\underline{K} - \underline{K}_f] \underline{U}_f \tag{4.18}$$

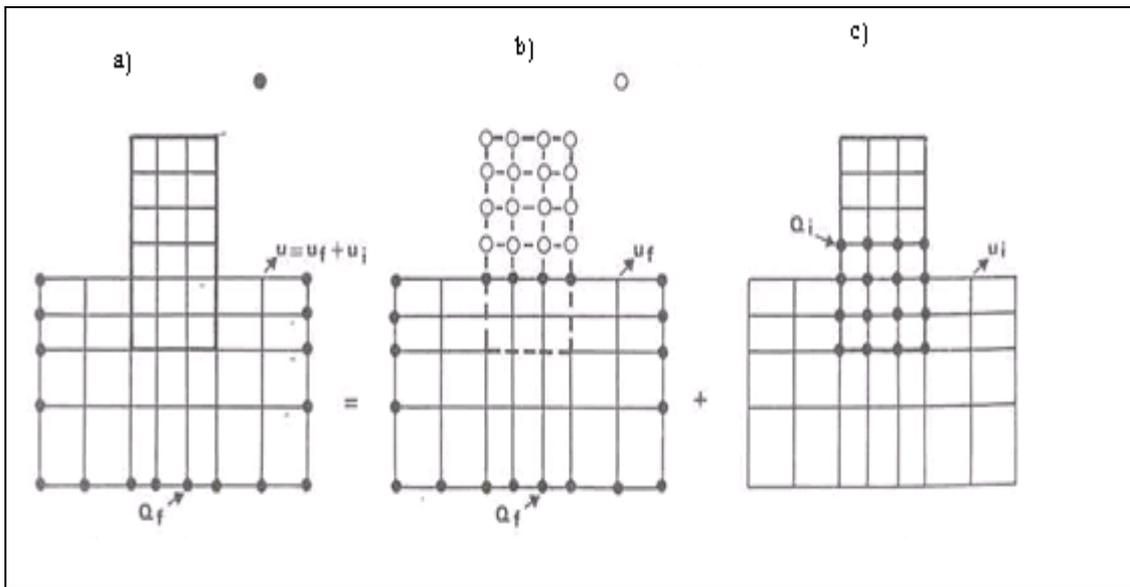


Fig. 4.5 : Décomposition du problème d'interaction sol structure

Le vecteur de charge \underline{Q}_i est déterminé à partir des déplacements en champ libre.

Pour les systèmes linéaires on a alors le théorème de superposition illustré sur la figure 4.5 :

Le problème d'interaction est décomposé en la somme d'un problème de réponse du sol en champ libre et d'un problème source où les forces appliquées \underline{Q}_i n'ont des composantes non nulles qu'aux nœuds communs à la structure et sol.

IV.5. Fondamentaux de l'interaction sol structure

$$\underline{Q}_i = [\underline{M} - \underline{M}_f] \ddot{\underline{U}}_f + [\underline{C} - \underline{C}_f] \dot{\underline{U}}_f + [\underline{K} - \underline{K}_f] \underline{U}_f \tag{4.19}$$

L'équation 4.19 met clairement en évidence le fait qu'il y a interaction dès que Il y'a:

- Différence de masse entre le sol et la structure ;
- Différence de raideur entre le sol et la structure.

Supprimons pour simplifier le terme d'amortissement dans cette équation et restreignons-le 'Problème à celui d'une structure posé à la surface du sol et soumise à la propagation verticale d'onde de volume (compression ou cisaillement). dans ces conditions, en champ libre, tous les points de la surface du sol sont animés d'un même mouvement.

Les forces \underline{Q}_i appliquées à la base de la structure engendrant un mouvement du support, équivalent à un champ de force d'inertie dans la structure .par suite l'interaction ne résulte que des d'inertie développés dans cette structure.

L'interaction inertielle est liée à la différence de masse entre le sol et la structure dans les domaines communs

$$\underline{K} = \underline{K}_f \Rightarrow \underline{Q}_i = [\underline{M} - \underline{M}_f] \ddot{\underline{U}}_f \quad (4.20)$$

Exemple : fondation superficielle rigide soumise à propagation verticale d'ondes.

Interaction cinématique: Elle est liée à la différence de raideur entre le sol et la structure dans les domaines communs.

$$\underline{M} = \underline{M}_f \Rightarrow \underline{Q}_i = [\underline{K} - \underline{K}_f] \underline{U}_f \quad (4.21)$$

Exemple: structure enterrée dont la masse est nulle hors sol et dont la masse est égale à celle du sol dans la partie commune.

Dans le cas le plus général l'interaction résulte d'une interaction inertielle et d'une interaction cinématique.

IV.6. Détermination de la réponse dynamique

Le calcul du mouvement de l'interaction inertielle constitue la principale étape de l'étude sismique.

IV.6.1. Amortissement

Les phénomènes d'amortissement jouent un rôle majeur dans la réponse des structures on peut le décomposer en deux points.

a) Amortissement interne ou structural:

Il engendre la principale dissipation d'énergie suite à la déformation des matériaux.

- Par un amortissement visqueux: caractérisant la dissipation d'énergie dans le domaine élastique et lié à la viscoélasticité des matériaux dépendant de la fréquence $\xi = \frac{c}{2\sqrt{km}}$.

élastique et lié à la viscoélasticité des matériaux dépendant de la fréquence $\xi = \frac{c}{2\sqrt{km}}$.

- Par un amortissement d'hystérésis: caractérisant dans le domaine inélastique

indépendant de la fréquence $M\ddot{U} + K(1 + 2\beta)U = P(t)$

$\xi_{eq} = \beta \frac{\omega_n}{\omega}$: Amortissement visqueux équivalent.

b) Amortissement externe:

- par les frottements entre les éléments structuraux ;
- par l'interaction entre le sol et les fondations.

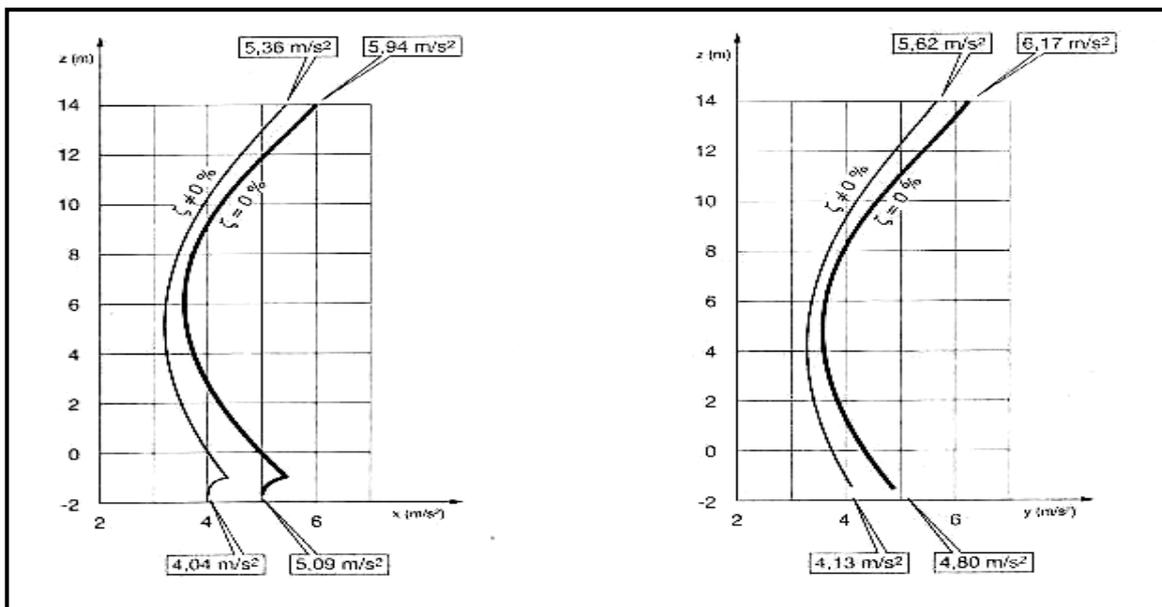


Fig. 4.6. Influence de la prise en compte de l'amortissement du sol sur les valeurs des accélérations en m / s²

On traite l'amortissement externe et l'amortissement d'hystérésis comme un amortissement visqueux donnant lieu à la même dissipation d'énergie.

Ainsi parle d'un amortissement total ζ équivalent.

$$\zeta = \frac{\text{Amortissement critique}}{\text{Amortissement effectif}}$$

IV.7. Méthodes de prise en compte de l'interaction sol structure

Parmi les méthodes de prise en compte de l'interaction sol structure on peut citer les méthodes globales, qui résolvent, comme leur nom l'indique, le problème globale et celles qui s'appuient sur une décomposition du système en sous systèmes, ces méthodes sont désignées sous le nom générique de méthodes de sous structure. [2]

IV.7.1 Méthode globale

La méthode consiste à résoudre en une seule étape l'équation dynamique :

$$\underline{M}\ddot{\underline{U}} + \underline{C}\dot{\underline{U}} + \underline{K}\underline{U} = -\underline{M}\underline{I}\ddot{g} \quad (4.22)$$

Où:

- \underline{U} : représente le vecteur des déplacements relatifs du système par rapport à l'assise;
- \underline{I} : un vecteur unité, donnant la direction de la sollicitation U_g ;
- \underline{M} , \underline{K} , \underline{C} : les matrices de masse, de raideur et d'amortissement du système.

Généralement la technique de résolution est basée sur la méthode des éléments finis qui présente la plus grande flexibilité et permet en outre la prise en compte de phénomènes non linéaires, tel le comportement anélastique des matériaux (sol plus souvent), ou aux interfaces sol-structure (décollement ou glissement d'ouvrages sur leur fondation). il faut cependant garder à l'esprit que, si les méthodes globales sont généralement coûteuses du point de vue ordinateur.

La problématique de la résolution par une méthode globale est illustrée sur la figure 4.7:

- Le mouvement sismique de dimensionnement est connu (spécifié) à la surface du sol, en champ libre;
- Le mouvement est calculé à la base inférieure du modèle, choisie à une profondeur suffisante pour que la présence d'une structure en surface n'affecte pas ce mouvement; cette étape est connue sous le nom de déconvolution du mouvement sismique;
- Le mouvement déconvolué est imposé uniformément à la base du système sol structure et la réponse est calculée par résolution de l'équation (4.22).

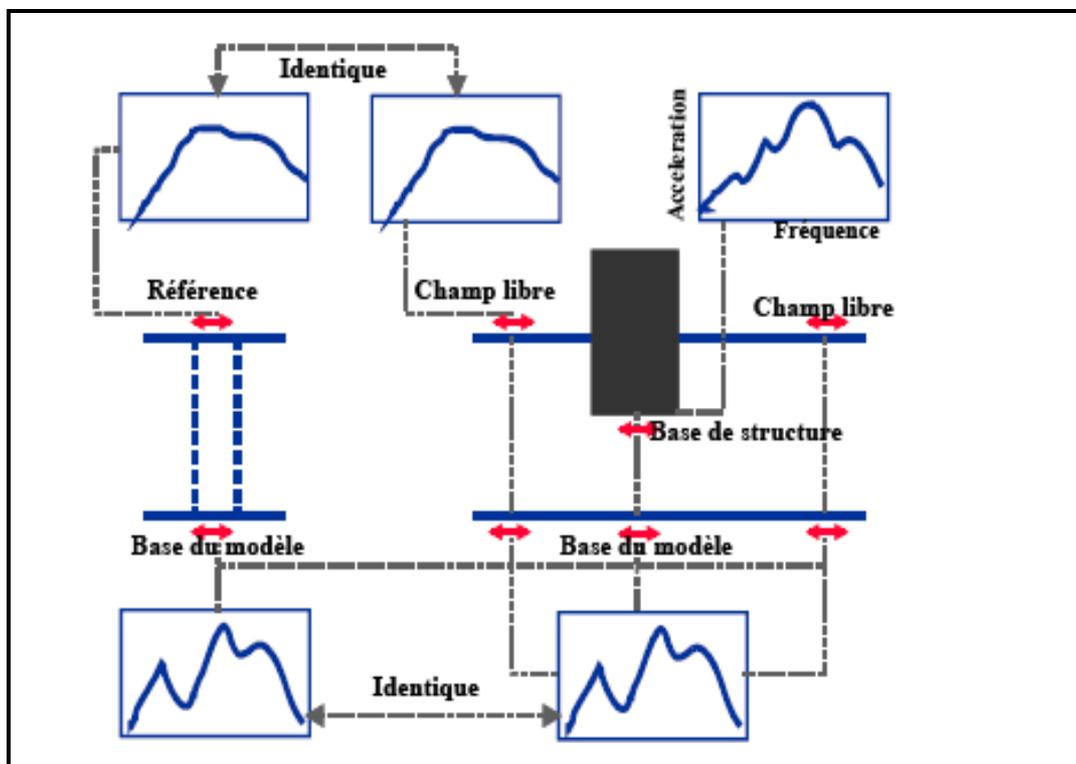


Fig4.7. Schématisation d'un problème d'interaction Sol structure en éléments finis

La modélisation par la méthode des éléments finis se base sur la discrétisation du milieu étudié pour résoudre les équations différentielles qui régissent son comportement. La démarche consiste dans un premier temps à construire un maillage prenant en compte les différents éléments du système, puis à choisir les lois de comportement pour chaque matériau et enfin à résoudre le problème numériquement.

IV.7.2. Méthode de sous structure

Cette catégorie de méthodes fait appel au principe de superposition. L'idée consiste à analyser le problème d'interaction sol structure en plusieurs étapes successives, chacune des étapes étant réputée plus facile à résoudre que le problème global.

Pour des raisons évidentes, les sous structures envisagées sont constitués d'une part par le sol et d'autre part par la structure comme indiqué sur la figure 4.8. On écrit les équations d'équilibre de chaque sous système, puis les conditions de compatibilité à l'interface : continuité du déplacement et du vecteur contrainte.

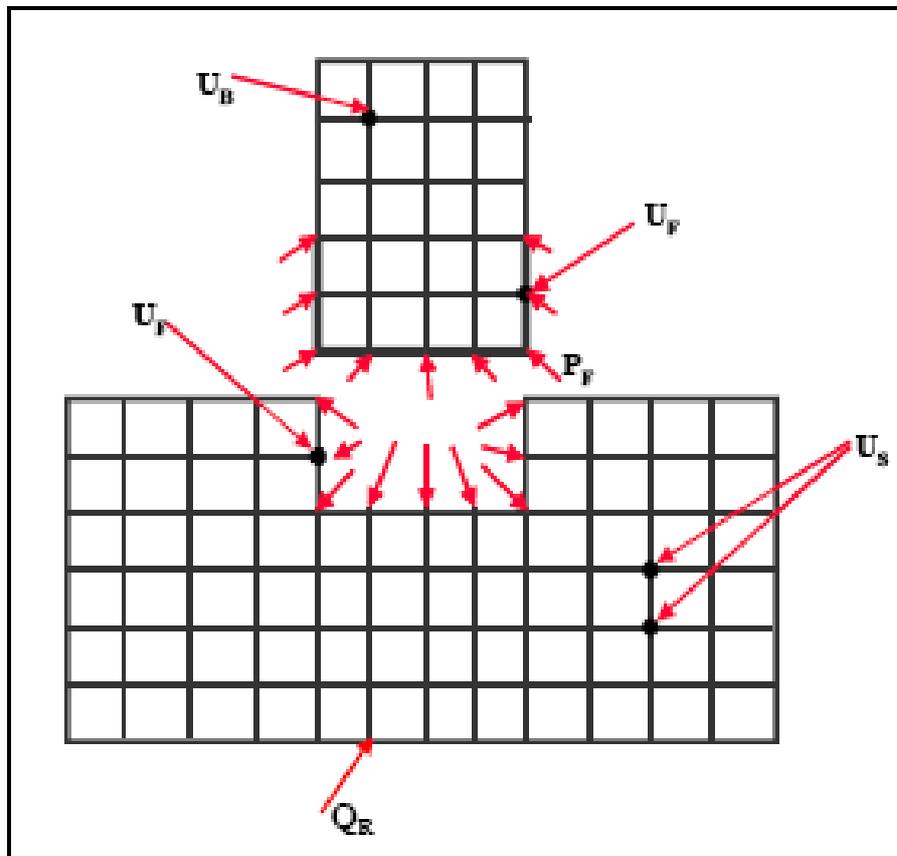


Fig4.8 .Schématisation d'une méthode de sous structure

Les équations des différents sous systèmes s'écrivent :

•Structure

$$\begin{bmatrix} m_B & 0 \\ 0 & m_{FB} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_B \\ \ddot{u}_F \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{BB} & K_{BF} \\ K_{FB} & K_{FF} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_B \\ u_F \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ p_F \end{bmatrix} \quad (4.23)$$

•Sol

$$\begin{bmatrix} m_{FS} & 0 \\ 0 & m_s \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_F \\ \ddot{u}_s \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{FF} & K_{FS} \\ K_{SF} & K_{SS} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_F \\ u_s \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -P_F \\ 0 \end{bmatrix} \quad (4.24)$$

On a désigné par l'indice B les déplacements de la structure, l'indice F ceux de l'interface sol structure, et l'indice S ceux du sol. De plus, les équations ont été partitionnées de façon à isoler dans chaque sous système les équations faisant intervenir les degrés de liberté communs: ces équations sont repérées par les indices FB Lorsqu'elles appartiennent au sous système structure et par les indices FS lorsqu'elles appartiennent au sous système sol. Enfin on a tenu compte des conditions de compatibilité exprimées ci dessus.

Considérons maintenant le cas du sous système sol en l'absence de la structure; son équation d'équilibre s'écrit de façon analogue à l'équation (4.24):

$$\begin{bmatrix} m_{FS} & 0 \\ 0 & m_s \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_F^* \\ \ddot{u}_s^* \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{FF} & K_{FS} \\ K_{SF} & K_{SS} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_F^* \\ u_s^* \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (4.25)$$

- u^* : le déplacement lié à l'interaction cinématique;
- u^i : le déplacement d'interaction défini par :

$$u^i = u - u^* \quad (4.26)$$

Par soustraction des équations (4.24) et (4.25) il vient :

$$\begin{bmatrix} m_{FS} & 0 \\ 0 & m_s \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_F^i \\ \ddot{u}_s^i \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{FF} & K_{FS} \\ K_{SF} & K_{SS} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_F^i \\ u_s^i \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -P_F \\ 0 \end{bmatrix} \quad (4.27)$$

Passage dans le domaine fréquentiel on utilise la transformation de Fourier.

$$\boxed{[u] = \sum_n [\tilde{u}(\omega_n)] e^{i\omega_n t}} \quad (4.28)$$

$$\boxed{[-\omega^2[M] + [K]]\tilde{u}^i(\omega) = -\tilde{P}(\omega)} \quad (4.29)$$

Le système d'équations (4.27) peut être utilisé pour éliminer tous les degrés de liberté qui n'appartiennent pas à l'interface sol structure. Ce processus appelé *condensation* permet de relier les déplacements de l'interface aux réactions en ces nœuds :

$$\tilde{S}_F(\omega)\tilde{u}_F^i(\omega) = -\tilde{P}_F(\omega) \quad (4.30)$$

- \tilde{S}_F : la matrice d'impédance de la fondation ;
- \tilde{P}_F : la réaction du sol.

On notera que les quantités intervenant dans l'équation (4.30), et en particulier \underline{S}_F dépendent de la fréquence.

À ce stade, la réaction du sol $\tilde{P}_F(\omega)$ est inconnue; on élimine cette grandeur en reportant (4.30) dans (4.23) et en tenant compte de (4.26), l'équation d'équilibre de la structure devient:

$$-\omega^2 \begin{bmatrix} m_B & 0_{FB} \\ 0 & m_{FF} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \tilde{u}_B \\ \tilde{u}_F \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{BB} & K_{FB} \\ K_{FB} & K_{FF} + \tilde{S}_F \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \tilde{u}_B \\ \tilde{u}_F \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ \tilde{S}_F \tilde{u}_F^* \end{bmatrix} \quad (4.31)$$

Si la fondation est rigide le champ des déplacements de celle-ci peut s'exprimer en termes d'un mouvement de corps rigide défini par rapport à un point quelconque, par exemple son centre :

$$\tilde{u}_F = T\tilde{u}_0 \quad (4.32)$$

- T: la matrice de transformation
- \tilde{u}_0 : Le vecteur des déplacements et rotations du centre de la fondation.

De même, les forces nodales $\tilde{P}_F(\omega)$ sont reliées aux forces et moments \tilde{P}_0 appliqués à la fondation en son centre:

$$\tilde{P}_0 = T^T \tilde{P}_F \quad (4.33)$$

Avec ces définitions l'équation (4.29) prend la forme :

$$-\omega^2 \begin{bmatrix} m_B & 0 \\ 0 & m_{FB} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \tilde{u}_B \\ \tilde{u}_0 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{BB} & K_{FB}T \\ T^T K_{FB} & T^T (K_{FF} + \tilde{S}_F)T \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \tilde{u}_B \\ \tilde{u}_0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ T^T \tilde{S}_F \tilde{u}_F^* \end{bmatrix} \quad (4.34)$$

- La matrice $K = T^T S_F T$ représente la matrice d'impédance de la fondation rigide. Notant que $T^T S_F \tilde{u}_F^* = K T^T \tilde{u}_F^*$ l'équation précédente représente le mouvement d'une structure reliée à un support par la matrice d'impédance \underline{K}^* et soumise à un mouvement de ce support défini par $T^T \tilde{u}_F^*$, qui rappelle le représente le mouvement d'interaction cinématique.

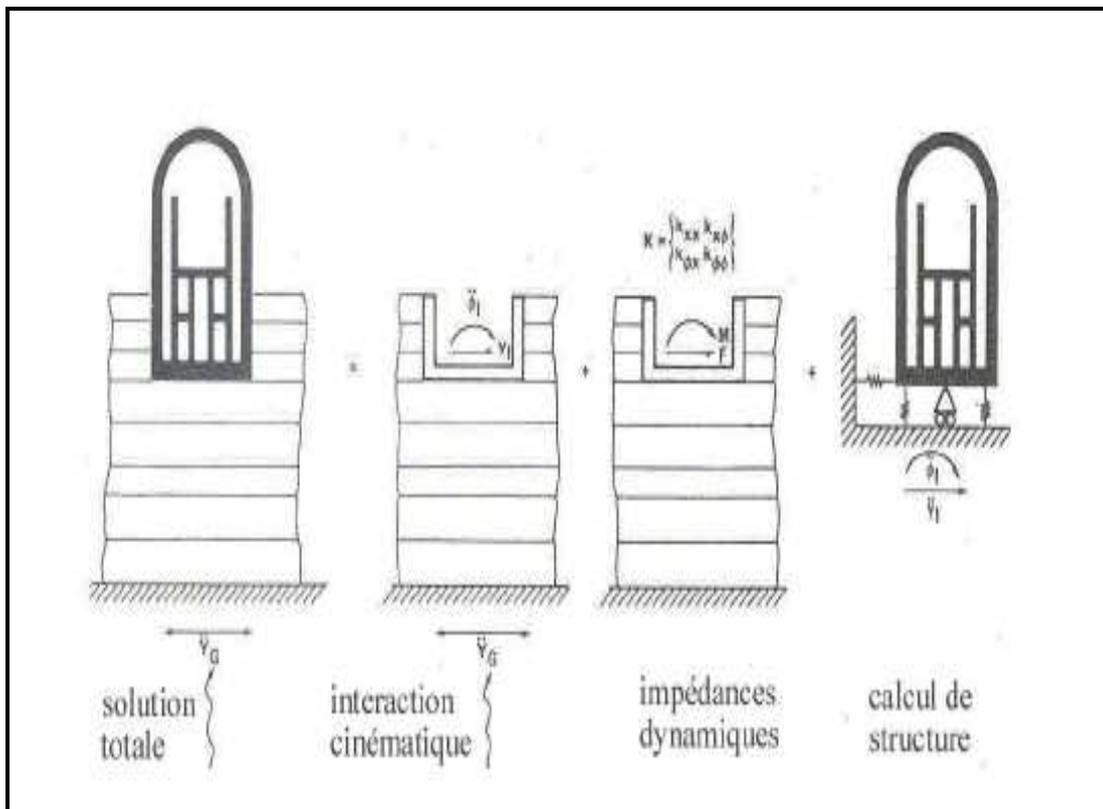


Fig. 4.9. Théorème de superposition

Ainsi, dans l'hypothèse d'une fondation rigide, il est pertinent de scinder le problème global en trois sous problèmes :

- Détermination du mouvement d'une fondation rigide sans masse soumise à la sollicitation sismique;

- Détermination de la matrice d'impédance de la fondation;
- Calcul de la réponse dynamique de la structure reliée à la matrice d'impédance et sujette à son support au mouvement d'interaction cinématique.

Dans la mesure où la fondation est *parfaitement rigide*, cette démarche est rigoureusement identique à celle conduisant à la résolution du système global en une étape. Cette décomposition est connue sous le nom de théorème de superposition de Kausel et est illustrée sur la figure 4.9. Son intérêt apparaît clairement s'il est possible de simplifier une des trois étapes du calcul.

Le problème de diffraction (étape a) existe toujours sauf pour une structure fondée en surface et soumise à la propagation verticale d'ondes de volume; dans ce cas, la résolution de l'étape (a) est identique à celle de la réponse d'un profil de sol en champ libre puisque l'interaction cinématique est nulle. La solution à la deuxième étape peut être évitée, pour certaines configurations, en utilisant les résultats de fonctions d'impédances publiés dans la littérature. La troisième étape est, en tout état de cause, indispensable; elle est cependant plus simple et plus familière aux ingénieurs car elle procède de l'analyse dynamique classique des structures.

IV.7.3. Modélisation du sol par un système de ressort amortis

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

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

Pour l'étude de l'interaction sol – structure, en plus de l'amortissement interne du sol, on considère que l'amortissement géométrique ou radiatif ne dépend que de la forme de la fondation, des propriétés du sol et de la fréquence du mouvement. L'amortissement

géométrique correspond à une perte d'énergie par propagation à l'infini, par rayonnement des vibrations dans le sol.

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

- Raideur de translation verticale: $K_v(f)$;
- Raideur de translation horizontale: $K_h(f)$;
- Raideur de balancement (rocking): $K_\phi(f)$;
- Raideur de torsion autour d'un axe vertical: $K_R(f)$. [9]

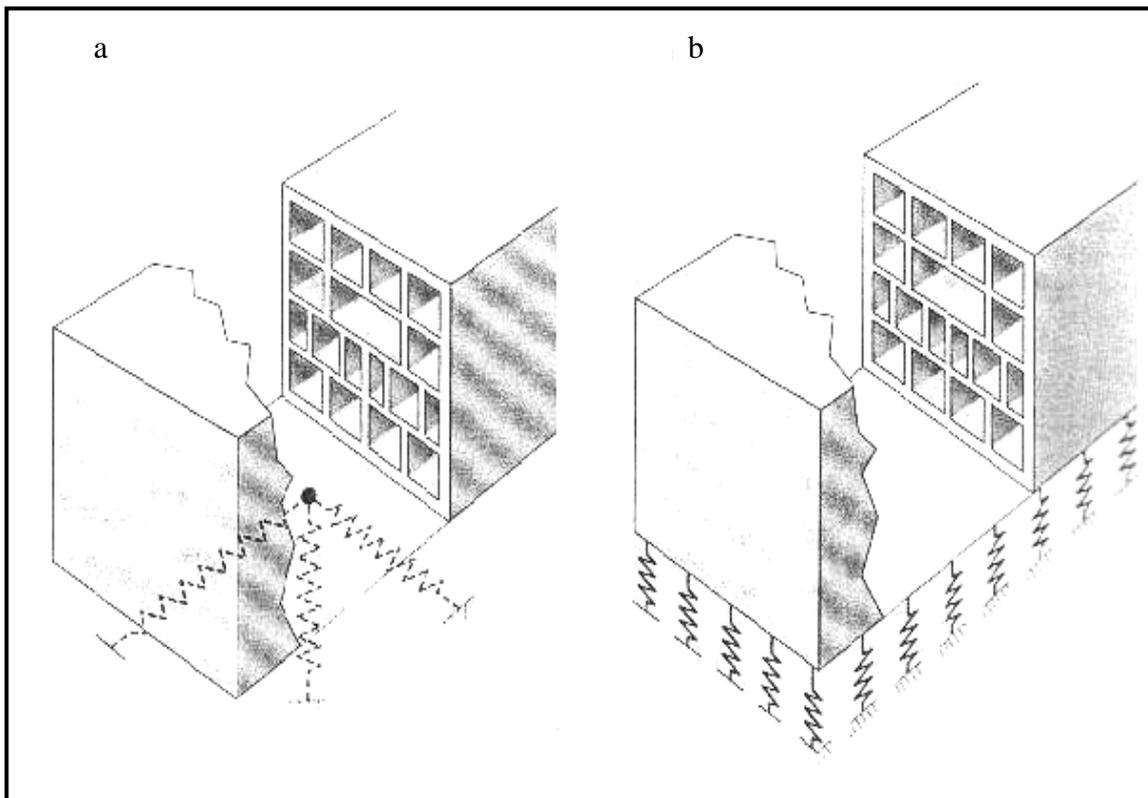


Fig. 4.10. Modélisation du sol par un système de ressorts
a) Ressorts concentrés; b) Ressorts répartis

IV.8. Définition de l'impédance

La notion d'impédance d'une fondation, grandeur essentielle pour le calcul sismique d'une structure par une méthode de sous structure. [2]

De façon générale l'impédance d'une fondation peut s'écrire:

$$K = k_s [k_1(\omega) + ia_0 c_1(\omega)] \quad (4.35)$$

avec: $a_0 = \frac{\omega r_0}{V_s}$

Elle se compose d'un terme multiplicatif qui est la raideur statique (raideur à fréquence nulle) de la fondation k_s et d'une partie représentant la contribution dynamique.

Cette contribution dynamique comporte une partie réelle et une partie imaginaire. Les coefficients a_0 , k_1 et c_1 sont sans dimension et dépendent de la pulsation ω .

Où

- K_s : la raideur statique de la fondation ;
- k_1 , c_1 : sont des paramètres adimensionnels variant avec la fréquence adimensionnelle;
- r_0 : désigne une dimension caractéristique de la fondation (rayon; demi largeur...)
- V_s : un vecteur caractéristique de la vitesse de propagation des ondes de cisaillement;
- ω : la pulsation.

IV.8.1. Impédance d'une fondation superficielle

Considérons le cas d'une fondation rigide proposée à la surface d'un demi-espace élastique, homogène et isotrope, si K désigne son impédance définie par l'équation (4.35) la réaction du sol sous la fondation a pour expression:

$$R(t) = K.Z(t) \quad (4.36)$$

Notant que pour une sollicitation harmonique $\dot{Z}(t) = i\omega.Z(t)$, l'équation (4.36) peut se transformer en:

$$R(t) = k_s .k_1 .Z(t) + \frac{k_s c_1 r_0}{V_s} \dot{Z}(t) \quad (4.37)$$

Et l'équation d'équilibre dynamique de la fondation de masse m s'écrit alors :

$$m\ddot{Z}(t) + k_s c_1 \frac{r_0}{V_s} \dot{Z}(t) + k_s k_1 Z(t) = p(t) \quad (4.38)$$

Cette équation est l'équation d'un oscillateur simple à un degré de liberté.

Le mouvement de la fondation est d'une masse m posée sur un ressort et un amortisseur de caractéristiques

$$K = k k_1, \quad c = k c_1 \frac{r_0}{V_s}. \quad (4.39)$$

Ce ressort et cet amortisseur représentent le demi-espace sous jacent. Ses caractéristiques, qui dépendent de la fréquence, incluent les effets de masse, raideur et éventuellement, amortissement matériel du semi espace.

L'équation (4.38) met en évidence le fait que même dans un semi-espace élastique, il existe un terme d'amortissement «c» résultant de la propagation d'ondes depuis la fondation vers l'infini. [3]

Il s'agit d'un amortissement radiatif qui dépend de la fréquence. À cet amortissement peut superposer amortissement matériel indépendant de la fréquence si l'amortissement constitutif de semi espace à des propriétés dissipatives.

Un exemple de détermination de l'impédance d'une fondation circulaire rigide reposant à la surface d'un semi espace élastique homogène et isotrope. Figure 4.11 est donné sur la figure (4.12); les courbes donnent pour les quatre degré de liberté de la fondation la variation avec la fréquence de k_1 et de c_1 . On vérifie comme indiqué par les relations (4.39) que les termes k_1 et c_1 dépendent plus ou moins fortement de ω et, comme on l'a signalé pour l'oscillateur simple, qu'ils peuvent devenir négatifs.

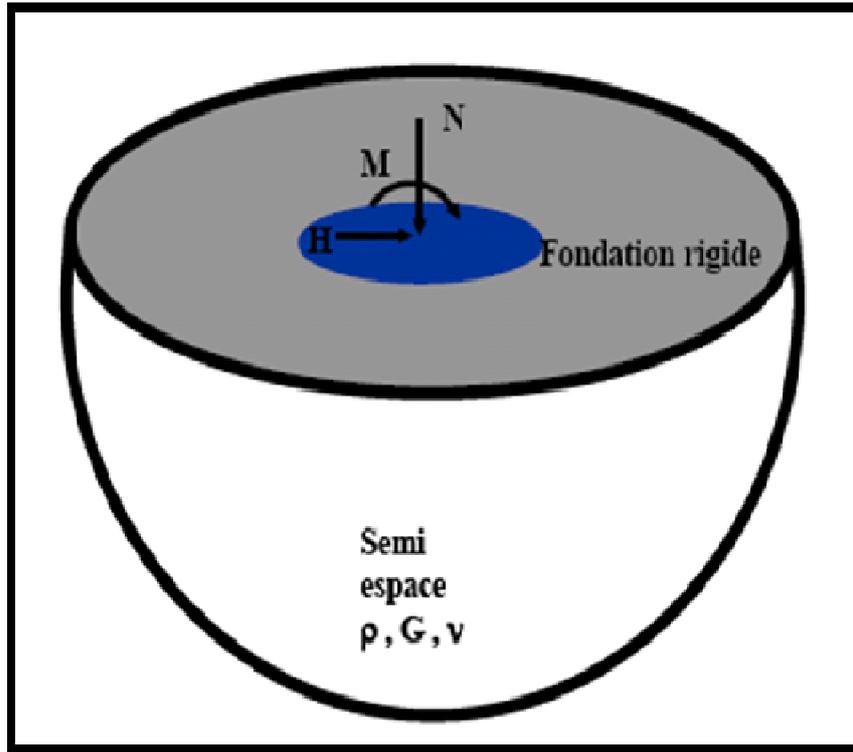


Fig.4.11. Impédance d'une fondation superficielle circulaire

Si les termes de l'impédance étaient constants la modélisation de celle ci dans le calcul dynamique de la structure, dernière étape du théorème de superposition de la figure 4.9, serait immédiate: on la représenterait pour *chaque degré de liberté* par un ressort et un amortisseur.

Dans le cas général cette représentation n'est pas possible et oblige pour la résolution des problèmes d'interaction sol structure à se placer dans le domaine fréquentiel, comme cela a été fait pour l'établissement du théorème de superposition.

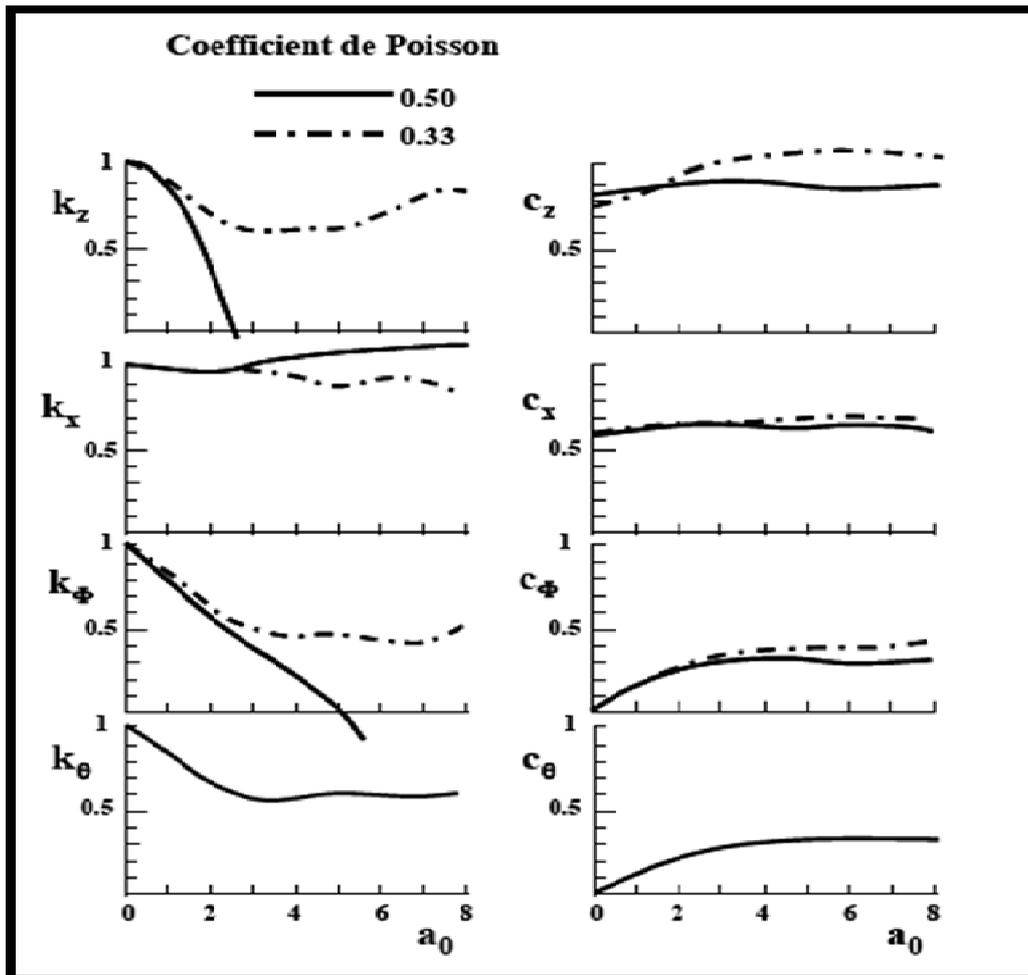


Fig. 4.12. Impédance de la fondation circulaire superficielle

Il existe cependant des configurations pour lesquelles l'approximation par un ressort et un amortisseur (un pour chaque degré de liberté) indépendants de la fréquence est possible: c'est le cas en particulier pour la fondation circulaire étudiée. En comparant la réponse "exacte" de cette fondation à celle d'une fondation sur ressort et amortisseur, il est possible de reproduire de façon satisfaisante la réponse de la fondation par un choix approprié des caractéristiques du ressort et de l'amortisseur. A titre d'exemple le tableau 4.1 donne un choix possible des paramètres et la figure 4.13 compare la solution exacte à la réponse obtenue avec le modèle simplifié dans le cas de la sollicitation verticale. Dans les expressions du tableau 4.1 les quantités I désignent les moments d'inertie massiques en rotation de la fondation autour des axes vertical et horizontal.

La simplification ci dessus ne doit pas faire perdre de vue que pour des configurations plus complexes, soit en termes de stratification du sol, soit de géométrie de la fondation, l'approximation par des ressorts et amortisseurs indépendants de la fréquence n'est plus possible.

La figure 4.14 illustre ces propos en montrant la variation des parties réelle et imaginaire de l'impédance verticale d'une fondation circulaire superficielle fondée en surface d'une couche d'épaisseur limitée surmontant un substratum infiniment rigide.

Tableau 4.1 : Coefficients d'impédance pour la fondation superficielle circulaire

Mode de vibration	Coefficients d'impédance équivalents	
	Partie réelle k_1	Partie imaginaire c_1
Vertical	1.0	0.850
Horizontal	1.0	0.576
Balancement	1.0	$\frac{0.3}{1 + \frac{3(1-\nu)I_x}{8\rho r_0^5}}$
Torsion	1.0	$\frac{\frac{V_s}{r_0} \sqrt{\frac{I_z}{K_\theta}}}{1 + \frac{2 I_z}{\rho r_0}}$

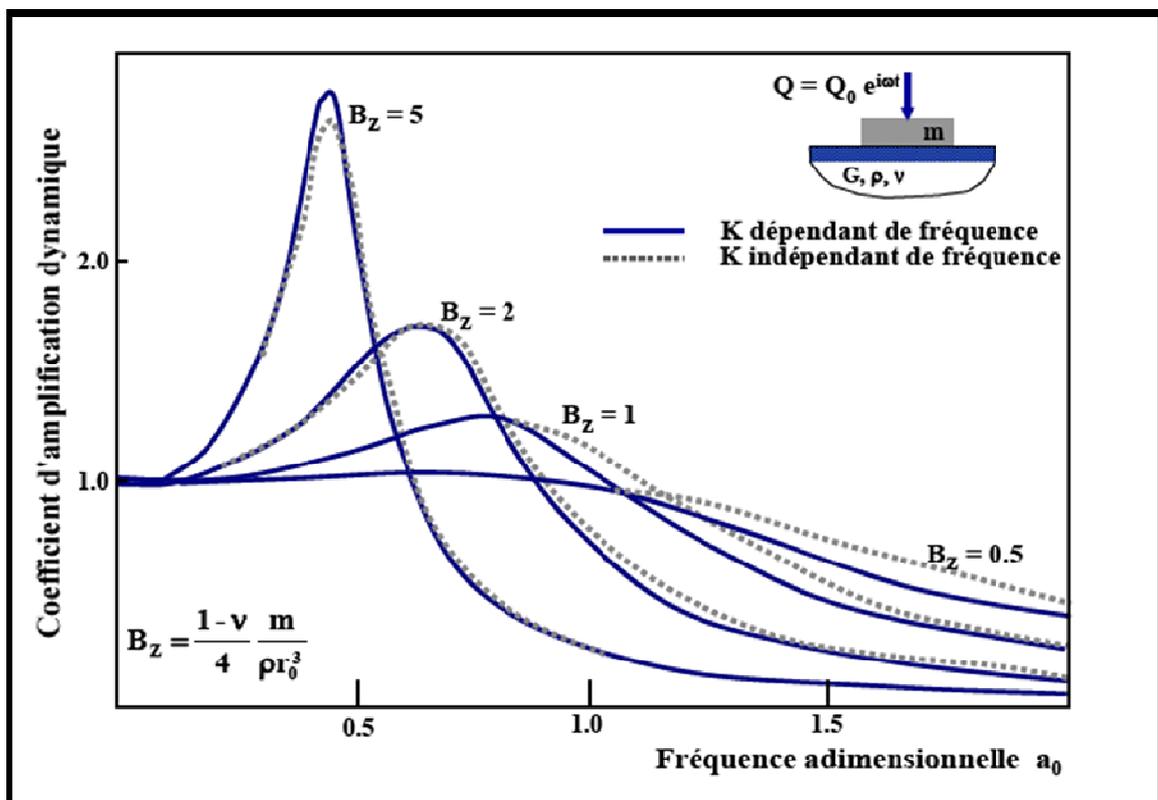


Fig. 4.13. Réponse d'une fondation circulaire à une force verticale

Notons enfin que dans cette approche où les coefficients d'impédance sont pris indépendants de la fréquence, le sol de fondation est simplement modélisé à l'aide de ressort et d'amortissement, de caractéristique constante.

Dans le cas d'une fondation sur un sol stratifié, la variation des termes de l'impédance avec la fréquence est très prononcée et la présentation simplifiée à l'aide de ressort et amortissement n'est plus possible. Cependant des modèles reologiques relativement simple peuvent être utilisés pour rendre compte de cette dépendance.

On note la variation très erratique des deux termes avec la fréquence et surtout le fait que pour des fréquences faibles, inférieures à une valeur f_0 , c_1 est nulle: il n'existe aucune dissipation d'énergie dans le système. Ce phénomène s'explique en notant que les ondes diffractées par la fondation sont totalement réfléchies lorsqu'elles heurtent le substratum rigide; l'énergie n'est pas transportée à l'infini dans le semi espace mais est renvoyée vers la fondation. Ce n'est que lorsque f devient supérieure à f_0 que la dissipation d'énergie prend place; on peut montrer que f_0 correspond à la fréquence propre de vibration de la couche ($V_p/4H$ pour le mode vertical, $V_s/4H$ pour le mode horizontal) et qu'il y a alors création d'ondes de surface se propageant horizontalement dans la couche de sol supérieure.

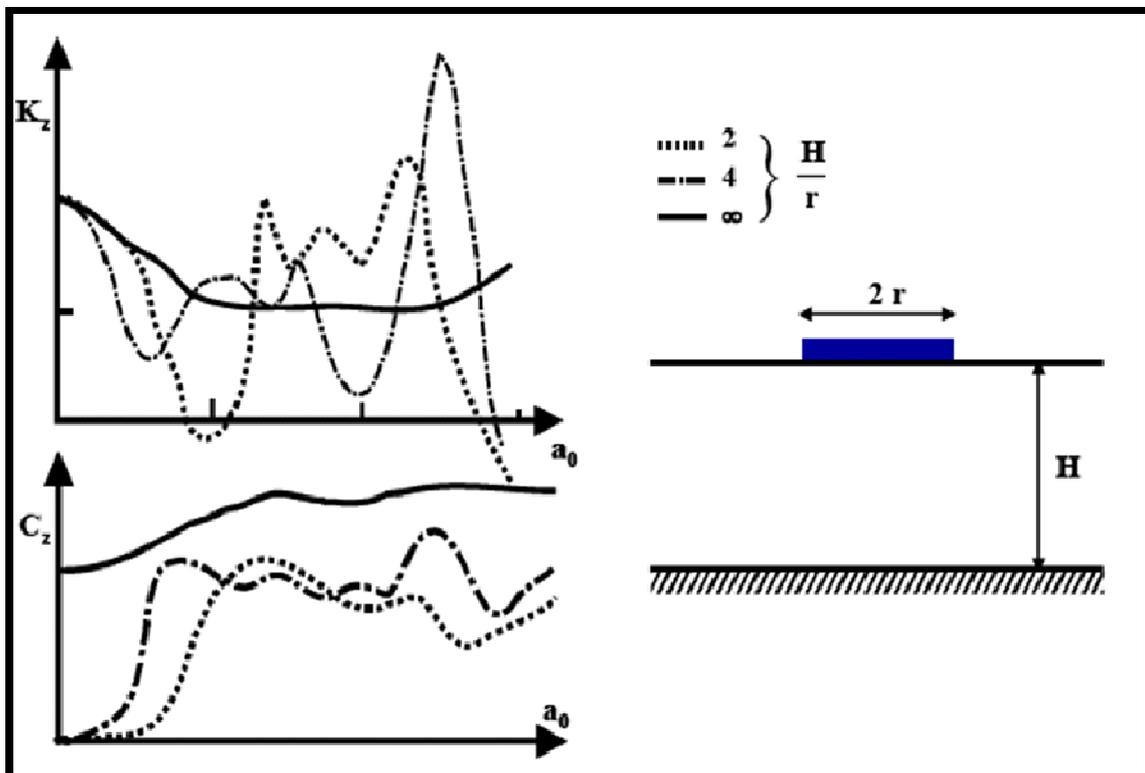


Fig4.14 : Impédance d'une fondation circulaire sur une monocouche

Il est bien évident que des variations telles que celles de la figure 4.14 ne peuvent être prises en compte par des ressorts et amortisseurs indépendants de la fréquence. Il est cependant possible, au prix d'une légère complication, de rendre compte de ces variations avec des modèles rhéologiques simples. En reprenant l'exemple de l'oscillateur à un degré de liberté on note que la variation avec la fréquence de la partie réelle de l'impédance est induite par la présence de la masse de l'oscillateur. L'idée est donc d'adjoindre au modèle de ressort et amortisseur une masse additionnelle dont le rôle est de traduire cette variation. Certains auteurs ont justifié l'introduction d'une masse additionnelle en arguant d'une masse de sol "attachée" à la fondation et vibrant en phase avec elle; il ne s'agit en fait que d'un artifice mathématique permettant de mieux traduire le comportement global de la fondation.

La figure 4.15 présente deux exemples de modèles rhéologiques simples avec masses additionnelles donnant naissance à des termes d'impédance variables avec la fréquence. Les paramètres de divers éléments entrant dans le modèle sont calés de façon à reproduire la variation exacte de l'impédance.

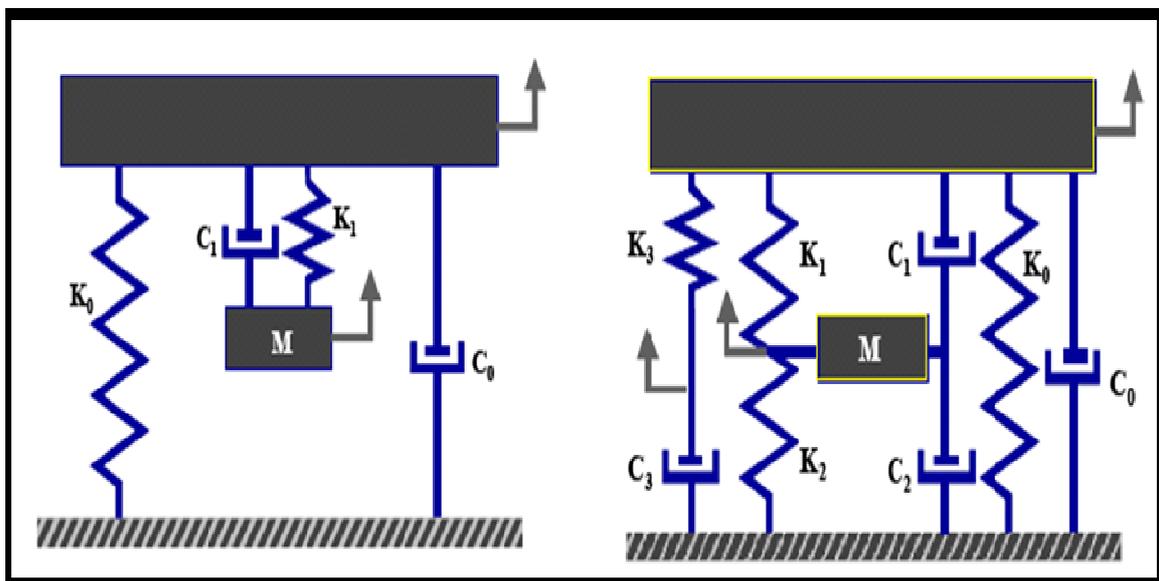


Fig. 4.15. Modèles rhéologiques simplifiés pour l'impédance

IV.9. Conclusion

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

Chapitre 5

MODELISATION AVEC PRISE EN COMPTE DE L'INTERACTION SOL STRUCTURE

V.1 Introduction

Ce travail consiste à calculer la réponse de la structure (avec et sans ISS) en terme des périodes fondamentales pour différents types de sites (rocheux; ferme; meuble; très meuble), Ainsi que l'effort tranchant à la base de la structure; les déformés et les facteurs de participation modale dans le plan du portique; ainsi que l'influence de l'élancement, c.à.d. la hauteur du bâtiment sur les paramètres de la réponse dynamique (période et déplacement).

La réponse dynamique de la structure étudiée est évaluée dans un premier temps en considérant l'hypothèse de l'encastrement parfait à la base .dans le deuxième (modèle sol structure), nous considérant les quatre types de spectres de réponse associés aux différentes catégories de site.

Pour l'analyse donc du problème, on utilise une approche numérique par des éléments finis .le code élément finis retenu est de type SAP 2000 il permet de combiner les réponses modales obtenues en considérant systématiquement une combinaison quadratique complète .il utilise la méthode de superposition modale par le spectre de réponse.

V.2 Classification des sites selon le RPA 99 (ver 2003)

Selon le RPA 99 (V2003) le sol Le sol est classé en quatre catégories: le sol S_1 , le sol S_2 , le sol S_3 , le sol S_4 , en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

- **Le sol S_1** (site rocheux): roche ou autre formation géologique caractérisée par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement $V_s \geq 800m/s$.
- **Le sol S_2** (site ferme) : rocher ou autre formation géologique comportant une couche superficielle de 5m au maximum, de matériau moins résistant ou d'argile sur - consolidée, et/ou encore des dépôts de sables et des graviers très denses de 10 à 20 mètres d'épaisseur, où les propriétés mécaniques augmente progressivement avec la

profondeur (la vitesse des ondes de cisaillement V_s atteint au moins $400m/s$ à partir de $10m$ de profondeur.

- **Le sol S_3** (site meuble) : dépôt de gravier ou sable de densité moyenne ou argile moyennement raide dont les épaisseurs varient de quelques dizaines à plusieurs centaines de mètres, où la vitesse des ondes de cisaillement est d'au moins $200m/s$ à $10m$ de profondeur et augmente jusqu'à $350m/s$ à $50m$ de profondeur.
- **Le sol S_4** (site très meuble) : ce sol est constitué par des dépôts de sables lâches, sans ou avec présence de couche d'argile molle, Ou dépôt d'argile molle à moyennement raide, où V_s est inférieure à $200m/s$ sur les vingt premiers mètres, ce sol peut aussi être constitué de sols cohérents de faible raideur.

V.3. Spectre de réponse selon le RPA 99 (ver 2003)

A chaque catégorie de site est associé un spectre de réponse en accélération, en considérant les périodes caractéristiques T_1 et T_2 de chaque catégorie de site données la forme du spectre élastique normalisé en accélération en fonction de la période T se calcule à l'aide des relations suivantes:

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] \rightarrow 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \rightarrow T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \rightarrow T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) \rightarrow T > 3.0s \end{cases}$$

- A: coefficient d'accélération de zone,
- η : correction d'amortissement ;
- ζ : pourcentage d'amortissement critique,
- R: facteur de qualité.

La modification de l'action sismique est prise en compte la forme du spectre de réponse. Il est indispensable alors, de connaître la nature du sol de fondation avant de choisir le spectre de réponse à utiliser dans les calculs.

V.4. Modélisation de la structure

Dans le cas sans I.S.S, on utilisera l'hypothèse de l'encastrement parfait à la base. Il s'agit donc du modèle utilisé classiquement pour les bâtiments courants.

On considère une loi de comportement linéaire élastique. La réponse de la structure est évaluée en considérant les quatre spectres de calcul associés aux différentes catégories de site (S_1 ; S_2 ; S_3 ; S_4).

La structure est classée dans le groupe d'usage 2 (voir RPA 99 Version 2003) et supposée être implantée en zone de moyenne sismicité (zone II).

V.5. Modélisation du sol (ressorts de sol)

Le même modèle de la structure déjà utilisé est repris avec prise en compte de l'interaction sol- structure (**I.S.S**). Le sol est supposé homogène avec un comportement élastique linéaire.

Le modèle ressorts de sol définit la réaction élastique de sol à l'égard des composantes de déplacement et de rotation de la fondation.

Plusieurs formulations de calcul des raideurs du ressort de sol sont proposées. Parmi celle-ci les formules de NEWMARK-RESENBLUETH [27], les formules de Deleuze et la méthode simplifiée de VELETOS (Davidovici , 99) [10]; (Zacek , 96) [22] . Les valeurs des raideurs des ressorts de sol sont calculées à l'aide de relations données dans le tableau 5.1 en considérant les caractéristiques des sites donnés dans le tableau 5.2.

Les valeurs des coefficients sans dimension B_x ; B_z ; B_θ du tableau 5.2 sont données par les abaques spécifiques en fonction du rapport des dimensions de la fondation (b/a) et la direction de l'action sismique considérée (NEWMARK-RESENBLUETH 1971). [27]

Tableau 5.1- les raideurs équivalentes pour un milieu semi –infini

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

Tableau 5.2- caractéristiques des différentes catégories de site

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

V. 6. Caractéristiques géométriques

Dans ce qui suit, on note par N le nombre de niveau.

V.6.1. Portique 2N

Le premier exemple est une structure rigide: portique à une travée et deux niveaux.

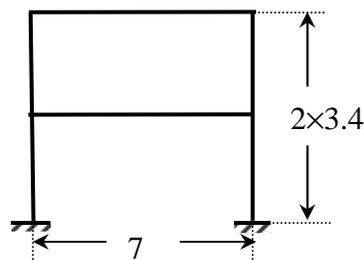


Fig5.1: Portique rigide à deux niveaux

Tableau 5.3: Caractéristiques géométriques, portique 2N

Portique	Poteau (cm ²)	Moment d'inertie I _C (m ⁴)	Section de Poteau A _C (m ²)	Poutre (cm ²)	Moment d'inertie I _g (m ⁴)
N=2	(30x50)	3.125×10^{-3}	0.15	(30x65)	6.866×10^{-3}

V.6.2. Portique 4N

Le deuxième exemple est une structure rigide : portique à trois travées de 5m et quatre niveaux.

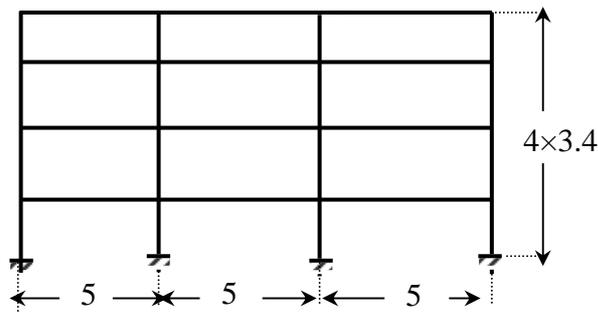


Fig5.2: Portique semi rigide à quatre niveaux

Tableau 5.4: Caractéristiques géométriques, portique 4N

Portique	Poteau (cm ²)	Moment d'inertie I _C (m ⁴)	Section de Poteau A _C (m ²)	Poutre (cm ²)	Moment d'inertie I _g (m ⁴)
N=4	30x30	6.75×10^{-3}	0.9	30x40	1.6×10^{-3}

V.6.3. Portique 10N

Le troisième exemple est une structure semi-rigide: portique à trois travées et dix niveaux.

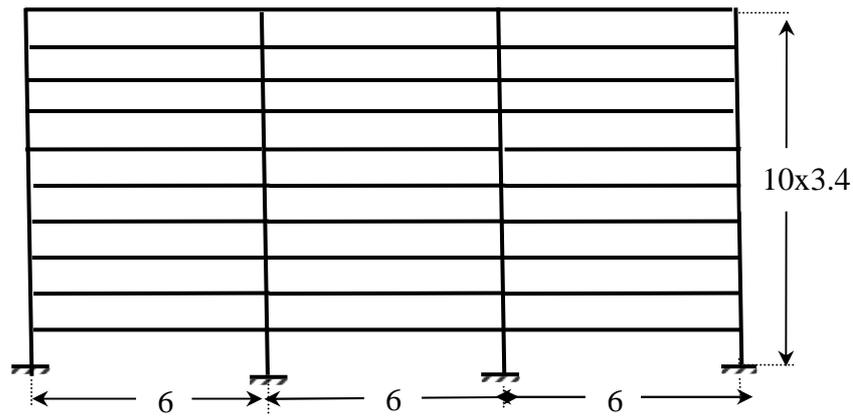


Fig.5.3: Portique flexible à dix niveaux

Tableau 5.5- Caractéristiques géométriques, portique 10N

Portique	Poteau (cm ²)	Moment d'inertie I _c (m ⁴)	Section de Poteau A _c (m ²)	Poutre (cm ²)	Moment d'inertie I _g (m ⁴)
N=10	40x40	2.133×10 ⁻³	0.12	30x40	1.6×10 ⁻³

V.7. Caractéristiques mécaniques du sol

V.7.1. Portique 2N (système de 2 DDL)

Le deuxième exemple est une structure qui repose sur des appuis élastiques à deux niveaux.

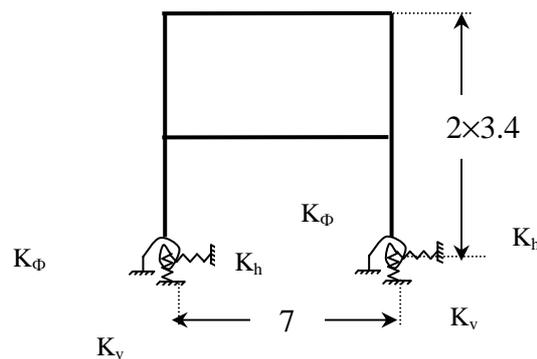


Fig. 5.4: Portique sur appuis élastiques à deux niveaux

Le tableau 5.6 donne les valeurs de la raideur globale de ressort dans les différentes directions et pour chaque catégorie de site.

Tableau 5.6- Coefficient de raideur de ressort pour le portique 2N

Sites	K_h (kn/m)	K_v (kn/m)	K_ϕ (kn.m/rd)
Site S_1	2.50×10^5	3.24×10^5	7.44×10^4
Site S_2	8.00×10^4	1.04×10^5	5.36×10^4
Site S_3	3.00×10^4	3.89×10^4	1.34×10^4
Site S_4	8.00×10^3	1.04×10^4	4.76×10^3

V.7.2. Portique 4N (système de 4 DDL)

Le troisième exemple est une structure reposant sur des appuis élastiques à quatre niveaux

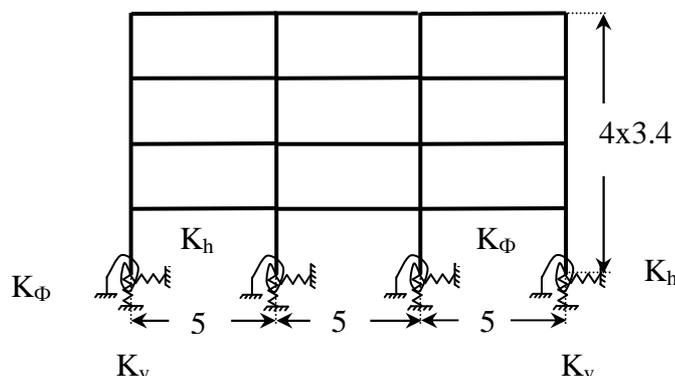


Fig. 5.5: Portique sur appuis élastiques à quatre niveaux

Le tableau 5.7 et 5.8 donne les valeurs de la raideur globale de ressort dans les différentes directions et pour chaque catégorie de site.

Tableau 5.7- Coefficient de raideur de ressort central pour le portique 4N

Sites	K_h (kn/m)	K_v (kn/m)	K_ϕ (kn.m/rd)
Site S_1	3.75×10^5	34.87×10^5	1.67×10^5
Site S_2	8.00×10^4	1.04×10^5	9.52×10^4
Site S_3	2.00×10^4	2.60×10^4	5.36×10^4
Site S_4	4.00×10^3	5.19×10^3	1.90×10^4

Tableau 5.8- Coefficient de raideur de ressort latéral pour le portique 4N

Sites	K_h (kn/m)	K_v (kn/m)	K_ϕ (kn.m/rd)
Site S_1	2.50×10^5	3.24×10^5	1.67×10^5
Site S_2	8.00×10^4	1.56×10^5	1.20×10^5
Site S_3	2.00×10^4	2.60×10^4	2.38×10^4
Site S_4	4.00×10^3	5.19×10^3	1.07×10^4

V.7.3. Portique 10N (système de 10 DDL)

Le quatrième exemple est une structure sur des appuis élastiques à dix niveaux

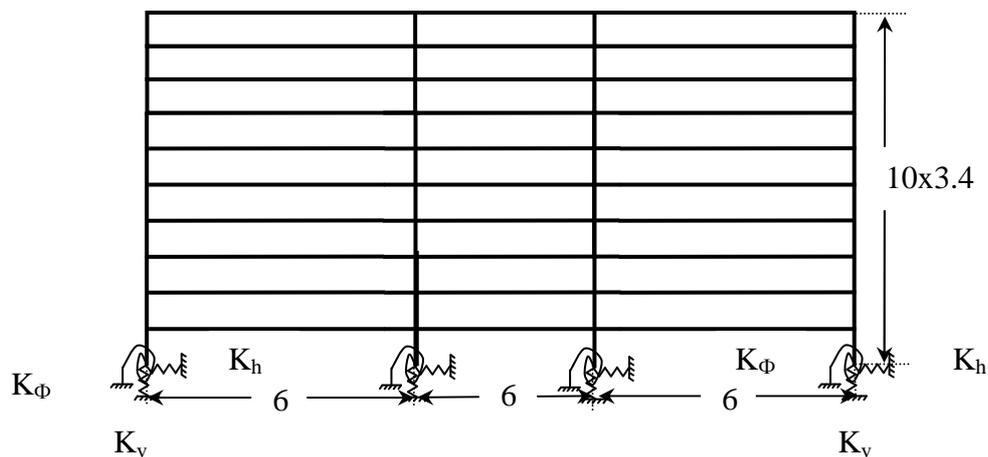


Fig.5.6: Portique sur appuis élastiques à dix niveaux

Le tableau 5.9 et 5.10 donne les valeurs de la raideur globale de ressort dans les différentes directions et pour chaque catégorie de site.

Tableau 5. 9.- Coefficient de raideur de ressort central pour le portique 10 N

Sites	K_h (kn/m)	K_v (kn/m)	K_ϕ (kn.m/rd)
Site S_1	5.59×10^5	7.25×10^5	2.98×10^5
Site S_2	2.40×10^5	3.11×10^5	2.14×10^5
Site S_3	8.00×10^4	1.04×10^5	9.52×10^4
Site S_4	2.00×10^4	2.60×10^4	2.98×10^4

Tableau 5.10- Coefficient de raideur de ressort latéral pour le portique 10 N

Sites	K_h (kn/m)	K_v (kn/m)	K_ϕ (kn.m/rd)
Site S ₁	5.59×10^5	7.25×10^5	2.98×10^5
Site S ₂	1.60×10^5	2.08×10^5	9.52×10^4
Site S ₃	6.00×10^4	7.79×10^4	5.36×10^4
Site S ₄	1.60×10^4	2.08×10^4	1.90×10^4

Chapitre 6

RESULTATS ET INTERPRETATION SUR LES STRUCTURES EN BETON ARME

VI. Résultats

VI.1. Périodes de calcul

Il est très utile, pour la maîtrise des résultats, de connaître à priori la grandeur des valeurs des périodes propres. Les séismes se manifestent dans la gamme de fréquence de 0.5 à 20 Hz et les ouvrages répondent dans la gamme de 0.1 à 10Hz. Plus particulièrement les structures de bâtiments peuvent être classées (RPA99 [35], DAVIDOVICI [8]) en :

- Rigide: $T < 0.5$ s;
- Moyennement rigide (semi – rigide): $T = 0.5$ à 0.9 s;
- Souples (flexibles): $T > 0.9$ s;

VI.1.1-1^{ère} cas: sans ISS

Les périodes fondamentales sans ISS sont données dans le tableau 6.1

Tableau 6.1- Périodes calculées sans ISS (2N ; 4N ; 10N)

Portique	Mode	Période (s) (S ₁ , S ₂ , S ₃ , S ₄)	Fréquence (Hz) (S ₁ , S ₂ , S ₃ , S ₄)	Masse modale (S ₁ , S ₂ , S ₃ , S ₄)
Portique 2N	1	0.4156	2.406	0.9222
	2	0.1426	7.0118	0.0778
	3	0.0311	32.142	0
	Σ			1
Portique 4N	1	0.7853	1.2734	0.8350
	2	0.2418	4.1352	0.1107
	3	0.1309	7.6404	0.0417
	Σ			0.9874
Portique 10N	1	1.4371	0.6959	0.8113
	2	0.4687	2.1333	0.0998
	3	0.2689	3.7193	0.0366
	Σ			0.9477

VI.1.2-2^{ème} Cas: avec ISS

1) Portique 2N

Les périodes fondamentales avec ISS sont données dans le tableau 6.2

Tableau 6.2- Périodes de calcul avec ISS ; portique 2N

Portique	Mode	Site 1	Site 2	Site 3	Site 4
Période (s)	1	0.429	0.5003	0.6278	0.8594
	2	0.1513	0.1571	0.1855	0.3213
	3	0.0648	0.1055	0.1681	0.2931
Fréquence (Hz)	1	2.3310	1.9987	1.5929	1.1636
	2	6.6073	6.3654	5.391	3.1123
	3	15.432	9.4747	5.9483	3.412
Masse modale	1	0.9264	0.9311	0.9442	0.914
	2	0.0507	0.0482	0.0361	0
	3	0	0	0	0.0704
	Σ	0.9771	0.9793	0.9803	0.9844

Tableau 6.3- Comparaison des résultats pour la 1^{ère} période entre les différents sites
(Sans et avec ISS) ; portique 2N

1 ère période (en seconde)							
T ₁ (s) sans ISS				T ₁ (s) avec ISS			
S ₁	S ₂	S ₃	S ₄	S ₁ ISS	S ₂ ISS	S ₃ ISS	S ₄ ISS
0.4156	0.4156	0.4156	0.4156	0.4290	0.5003	0.6278	0.8594
Comparaison							
S ₁ ISS / S ₁		S ₂ ISS / S ₂		S ₃ ISS / S ₃		S ₄ ISS / S ₄	
1.03		1.20		1.51		2.07	

Commentaires:

- Dans le cas sans ISS, la période fondamentale de la structure est constante quelque soit la catégorie de site d'implantation de celle-ci, figure 6.1;
- Dans le cas avec ISS, on donne la variation de la période fondamentale en fonction des sites sous l'effet de l'interaction sol structure, figure 6.1. On observe un allongement de celle-ci, plus le sol est déformable plus la période augmente, cet allongement atteint 107% environ dans le cas du site S₄ par rapport au modèle encasturé à la base;
- La comparaison entre les sites sans ISS et avec ISS montre que la période fondamentale augmente de 20% pour le site 2, 50% pour le site 3 et de 107% pour le site 4 ;

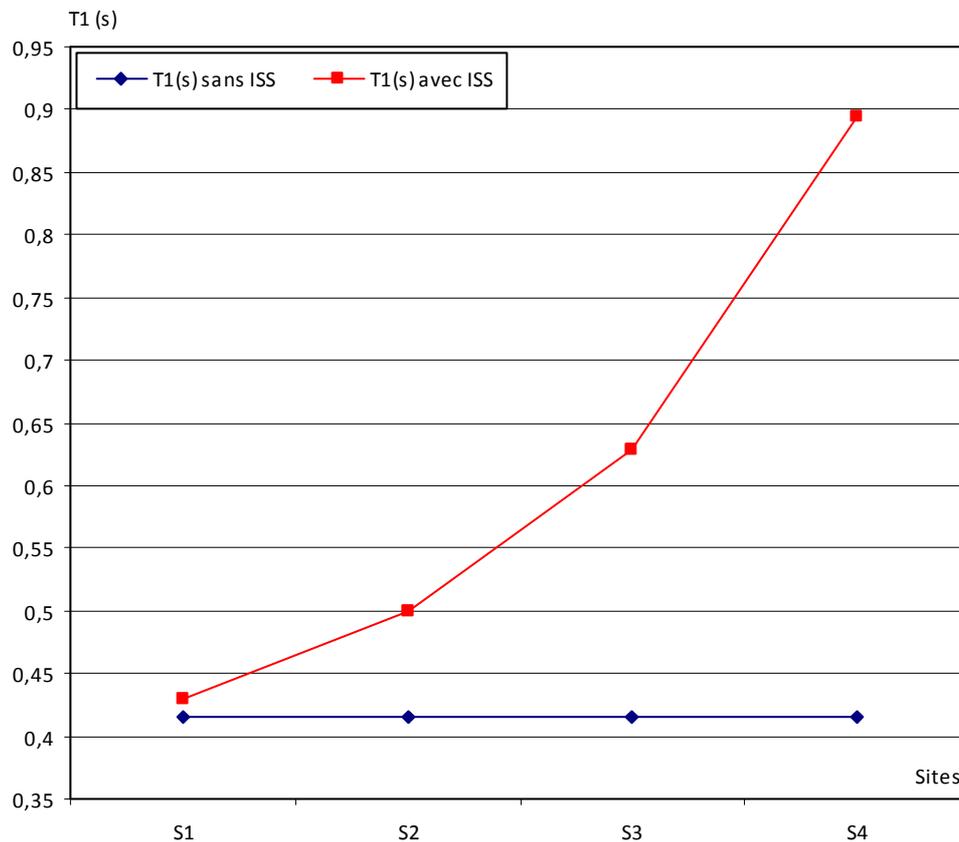


Fig.6.1 : Evaluation de la 1^{ère} période (en seconde) en fonction de site (Avec et sans ISS) ; Portique 2N

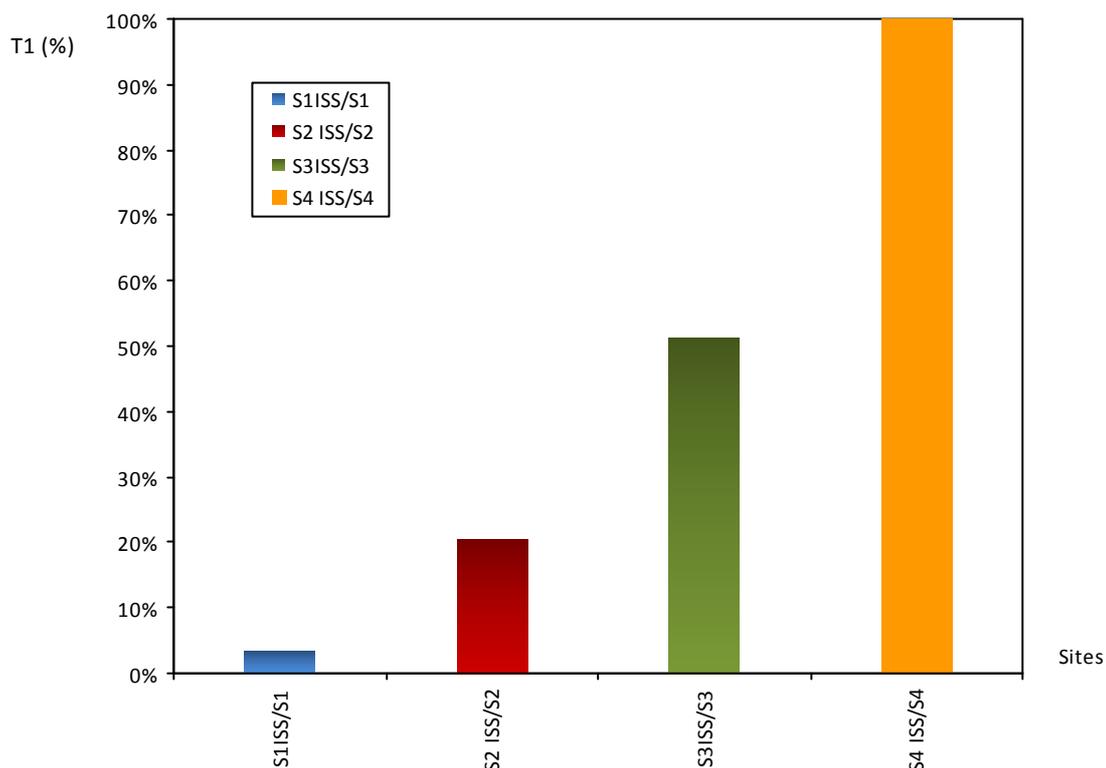


Fig.6.2 : Comparaison des résultats pour la 1^{ère} période entre les différents sites (Sans et avec ISS) ; portique 2N

2) Portique 4N

Les périodes fondamentales avec ISS sont données dans le tableau 6.4

Tableau6.4- Périodes de calcul avec ISS ; portique 4N

Portique	Mode	Site 1	Site 2	Site 3	Site 4
Période (s)	1	0.8039	0.8725	0.957	1.1737
	2	0.2528	0.2646	0.2833	0.3473
	3	0.1358	0.1400	0.1899	0.3472
Fréquence (Hz)	1	1.2137	1.1461	1.045	0.8520
	2	3.9554	3.7793	3.5298	2.8797
	3	7.3617	7.1428	5.2649	2.8804
Masse modale	1	0.8471	0.8653	0.8806	0.8880
	2	0.1023	0.0951	0.0902	0.0910
	3	0.0312	0.0234	0	0
	Σ	0.9806	0.9838	0.9708	0.9791

Tableau 6.5- Comparaison des résultats pour la 1^{ère} période entre les différents sites (sans et avec ISS) ; portique 4N

1 ^{ère} période (en seconde)							
T ₁ (s) sans ISS				T ₁ (s) avec ISS			
S ₁	S ₂	S ₃	S ₄	S ₁ ISS	S ₂ ISS	S ₃ ISS	S ₄ ISS
0.7853	0.7853	0.7853	0.7853	0.8039	0.8725	0.957	1.1737
Comparaison							
S ₁ ISS / S ₁		S ₂ ISS / S ₂		S ₃ ISS / S ₃		S ₄ ISS / S ₄	
1.02		1.11		1.22		1.5	

Commentaires:

- Pour le cas sans ISS, la période fondamentale de la structure est constante quelque soit la catégorie de site d'implantation de celle-ci, figure 6.3 ;
- Pour le cas avec ISS, la période fondamentale subit un allongement pour les différents sites, cet allongement est d'autant plus grand que le sol est déformable, figure 6.3 ;
- La comparaison entre les sites sans ISS et avec ISS montre que la période fondamentale augmente de 11% pour le site 2, 22% pour le site 3 et de 50% pour le site 4.

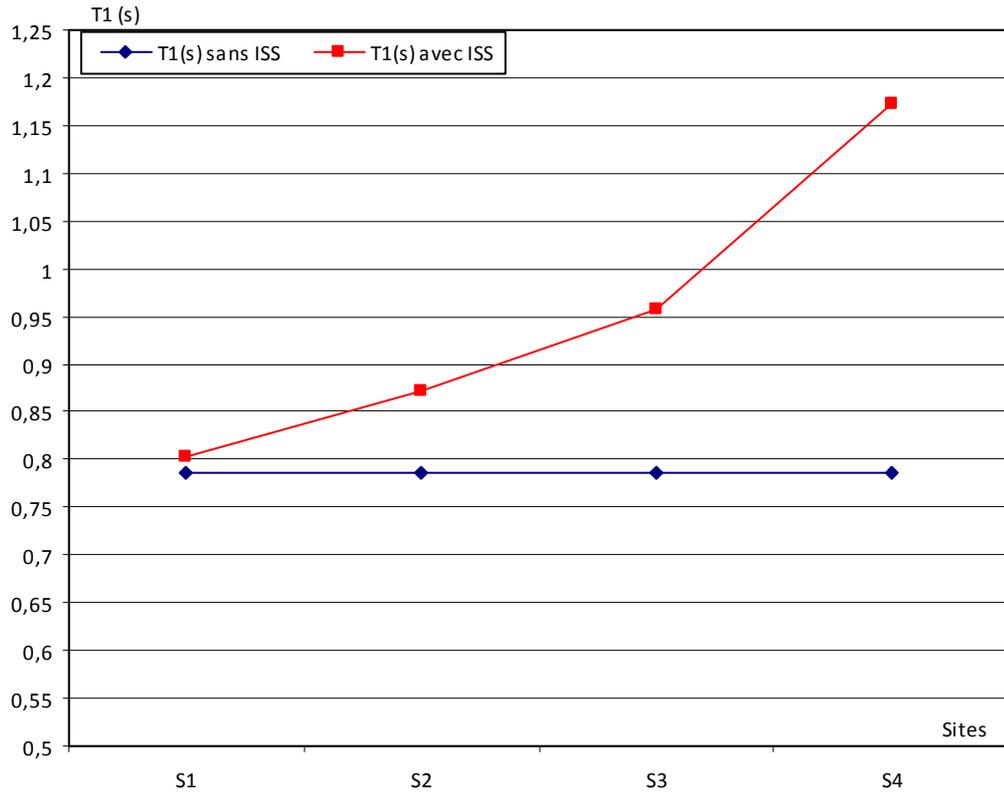


Fig.6.3 : Evaluation de la 1^{ère} période (en seconde) en fonction de site (Avec et sans ISS) ; portique 4N

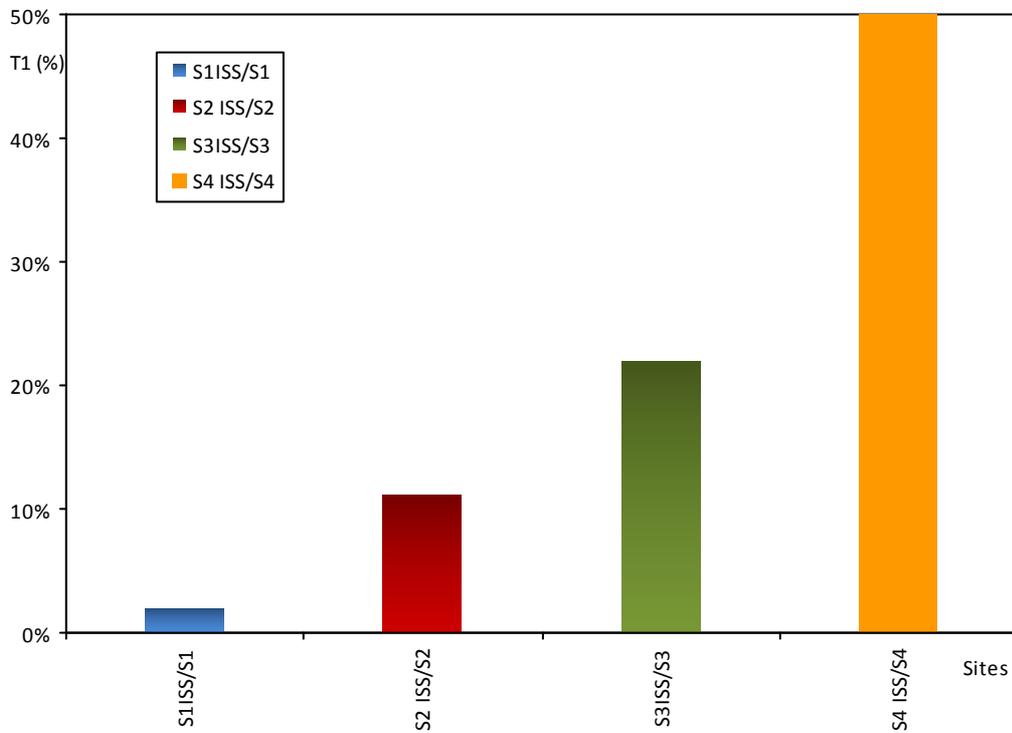


Fig.6.4: Comparaison des résultats pour la 1^{ère} période entre les différents sites (Sans et avec ISS) ; portique 4N

3) Portique 10N

Les périodes fondamentales avec ISS sont données dans le tableau 6.6.

Tableau.6.6: Périodes de calcul avec ISS ; portique 10N

Portique	Mode	Site 1	Site 2	Site 3	Site 4
Période (s)	1	1.4512	1.6124	1.7947	2.4499
	2	0.4824	0.5016	0.5251	0.6176
	3	0.2759	0.2840	0.3008	0.5602
Fréquence (Hz)	1	0.6891	0.6202	0.5572	0.4082
	2	2.0732	1.9934	1.9044	1.6192
	3	3.6239	3.5211	3.3242	1.785
Masse modale	1	0.8202	0.8305	0.8286	0.8152
	2	0.1016	0.1075	0.1200	0.1577
	3	0.0338	0.0295	0	0
	Σ	0.9556	0.9675	0.9486	0.9729

Tableau 6.7: Comparaison des résultats pour la 1^{ère} période entre les différents sites
(sans ISS et avec ISS) ; portique 10N

1 ère période (en seconde)							
T ₁ (s) Sans ISS				T ₁ (s) Avec ISS			
S ₁	S ₂	S ₃	S ₄	S ₁ ISS	S ₂ ISS	S ₃ ISS	S ₄ ISS
1.4373	1.4373	1.4373	1.4373	1.4512	1.6124	1.7947	2.4499
Comparaison							
S ₁ ISS / S ₁		S ₂ ISS / S ₂		S ₃ ISS / S ₃		S ₄ ISS / S ₄	
1		1.12		1.2		1.7	

Commentaires:

- Pour le cas sans ISS, la période fondamentale de la structure est constante quelque soit la catégorie de site d'implantation de celle-ci, figure 6.5 ;
- Pour le cas avec ISS, la période fondamentale subit un allongement pour les différents sites ; cet allongement est d'autant plus grand que le sol est déformable, figure 6.5 ;
- La comparaison entre les sites sans ISS et avec ISS montre que la période fondamentale augmente de 12% pour le site 2, 25% pour le site 3 et de 70% pour le site 4.

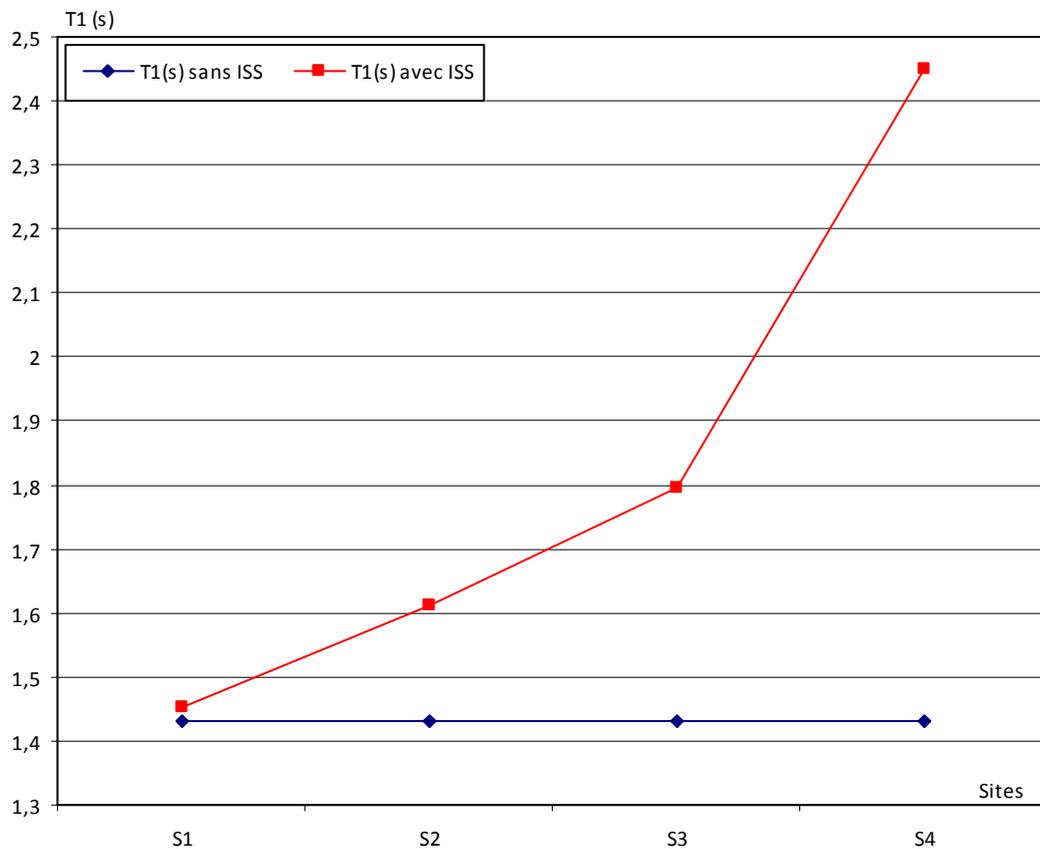


Fig.6.5: Evaluation de la 1^{ère} période (en seconde) en fonction de site, avec ou sans ISS ; portique 10N

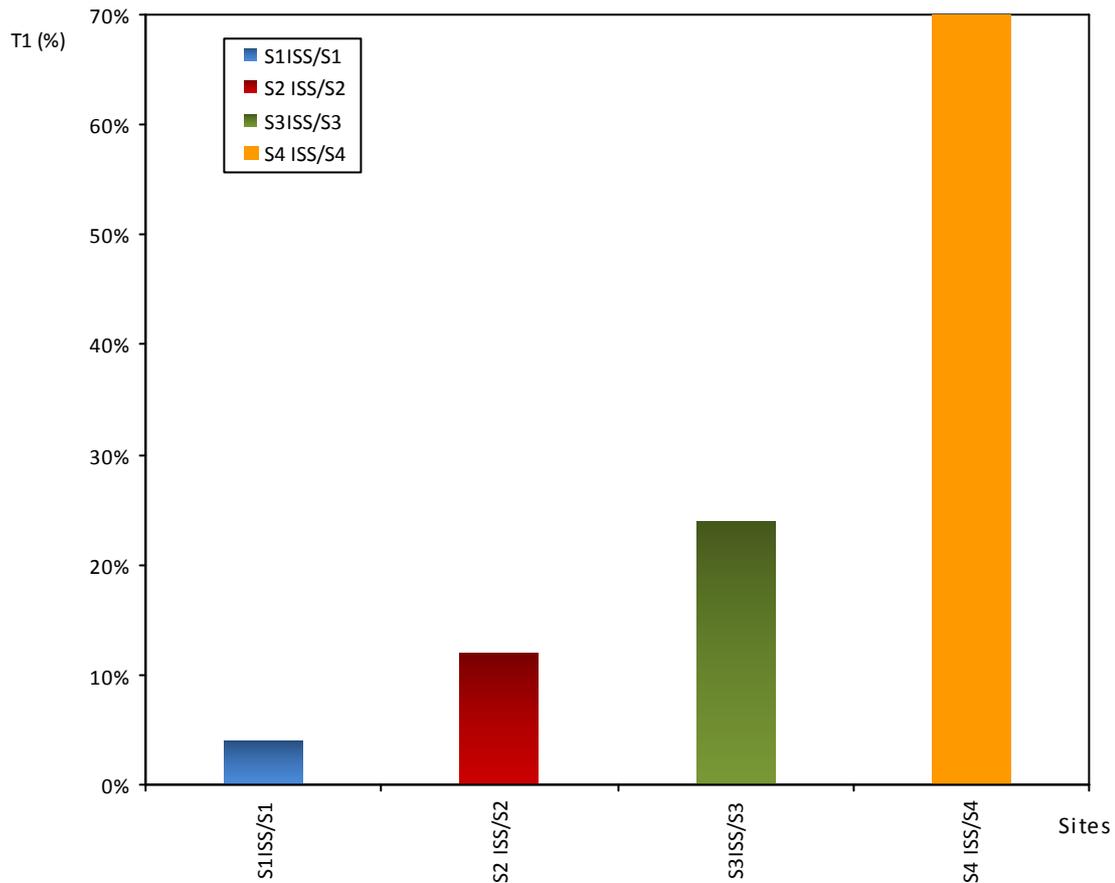


Fig.6.6: Comparaison des résultats pour la 1^{ère} période entre les différents sites (Sans et avec ISS) ; portique 10N

On constate à partir des résultats ci-dessus que la prise en compte de l'ISS est plus importante pour la structure rigide, en effet pour le site 4 l'augmentation est de 107% pour la structure rigide, 50% pour la structure semi-rigide et de 70% pour la structure flexible.

VI.2. Le déplacement relatif

1) Portique 2N

Les déplacements relatifs avec et sans ISS sont donnés dans le tableau 6.8.

Tableau 6.8- Déplacement relatif avec et sans ISS; portique 2N

déplacement relatif (en cm)		
Les sites	Δ_r (cm) Sans ISS	Δ_r (cm) Avec ISS
Rocheux (S ₁)	0.25	0.25
Ferme (S ₂)	0.31	0.33

Meuble (S_3)	0.32	0.39	
Très meuble (S_4)	0.32	0.72	
Comparaison			
$S_{1\text{ ISS}}/S_1$	$S_{2\text{ ISS}}/S_2$	$S_{3\text{ ISS}}/S_3$	$S_{4\text{ ISS}}/S_4$
1	1.06	1.2	2.25

Commentaires:

- Le déplacement relatif reste admissible pour les deux cas : avec ISS et sans ISS ($h/100$);
- Dans le cas sans ISS le déplacement relatif de la structure augmente pour les sites 1,2 et 3 à partir du site 3 l'effet de site est nul, figure 6.7 ;
- Dans le cas avec ISS, le déplacement relatif subit une augmentation notable due à l'interaction pour les sites 3 et 4 ;
- La comparaison entre les deux cas sans ISS et avec ISS montre que le déplacement relatif augmente de 6% pour le site 2, 22% pour le site 3 et de 125% pour le site 4.

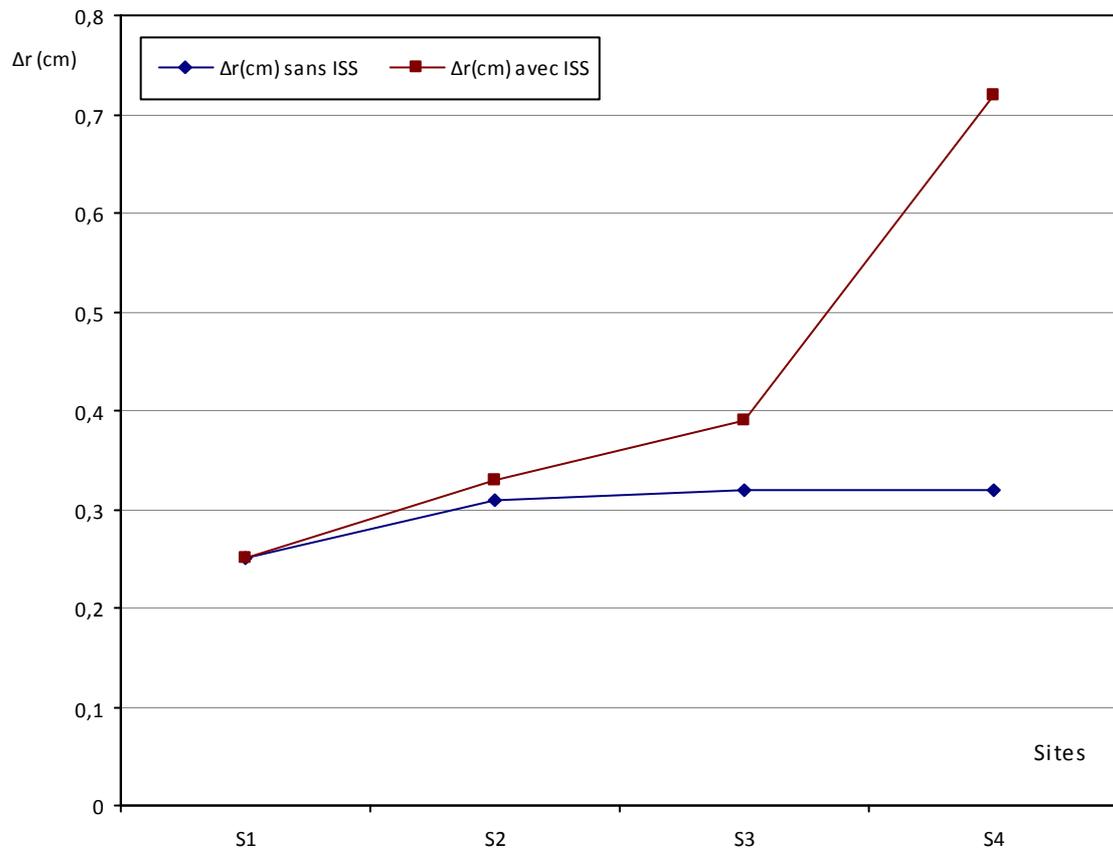


Fig. 6.7 : Variation du déplacement relatif (en cm) en fonction du site avec et sans ISS
portique 2N

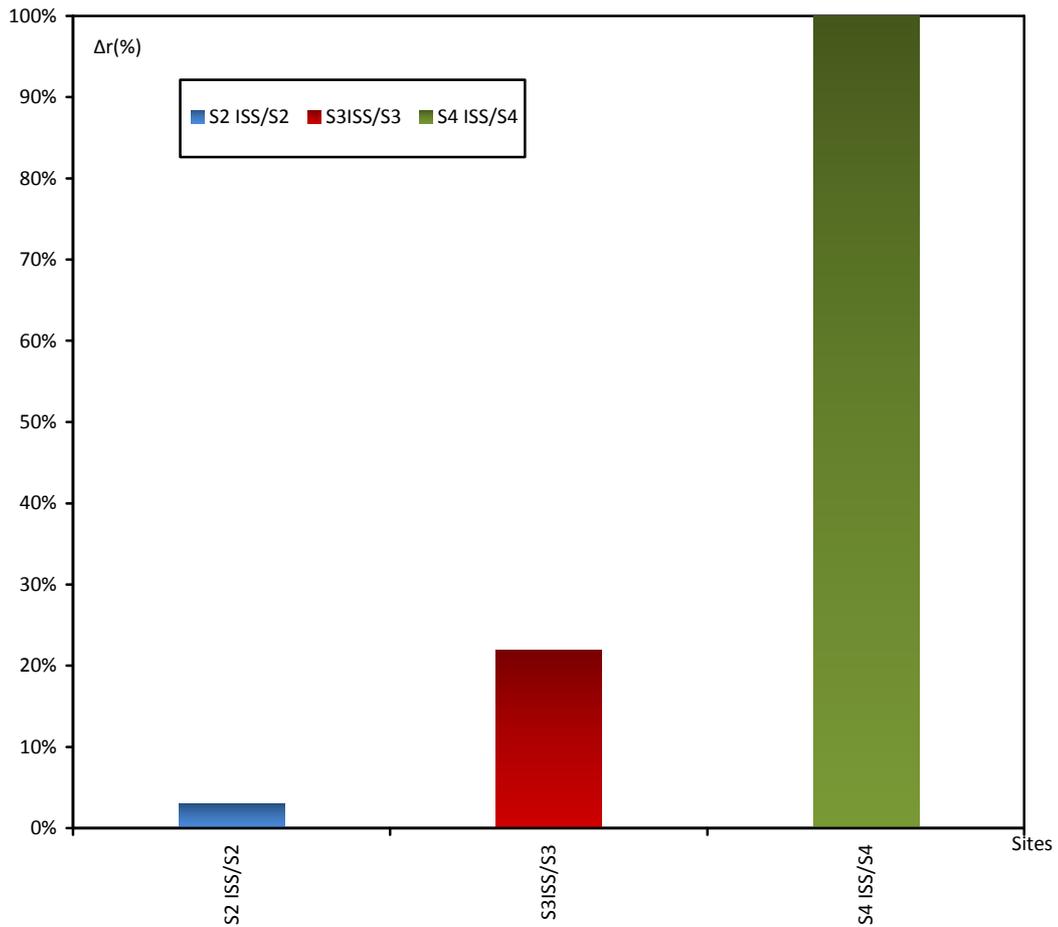


Fig.6.8: Comparaison des résultats pour le déplacement relatif entre les différents sites (Sans et avec ISS) ; portique 2N

2) Portique 4N

Les déplacements relatifs avec et sans ISS sont donnés dans le tableau 6.9

Tableau6.9- Déplacement relatif avec et sans ISS; portique 4N

déplacement relatif (en cm)		
Les sites	Δ_r (cm) Sans ISS	Δ_r (cm) Avec ISS
Rocheux (S ₁)	0.24	0.24
Ferme (S ₂)	0.292	0.30
Meuble (S ₃)	0.34	0.38
Très meuble (S ₄)	0.42	0.61

Comparaison			
$S_{1\text{ ISS}}/S_1$	$S_{2\text{ ISS}}/S_2$	$S_{3\text{ ISS}}/S_3$	$S_{4\text{ ISS}}/S_4$
1	1.03	1.12	1.45

Commentaires:

- Le déplacement relatif reste admissible pour les deux cas : avec ISS et sans ISS ($h/100$);
- Dans le cas avec ISS et sans ISS, le déplacement relatif subit une augmentation notable pour les sites 3 et 4, figure 6.9
- La comparaison entre les deux cas sans ISS et avec ISS montre que le déplacement relatif augmente de 3% pour le site 2, 12% pour le site 3 et de 45% pour le site 4.

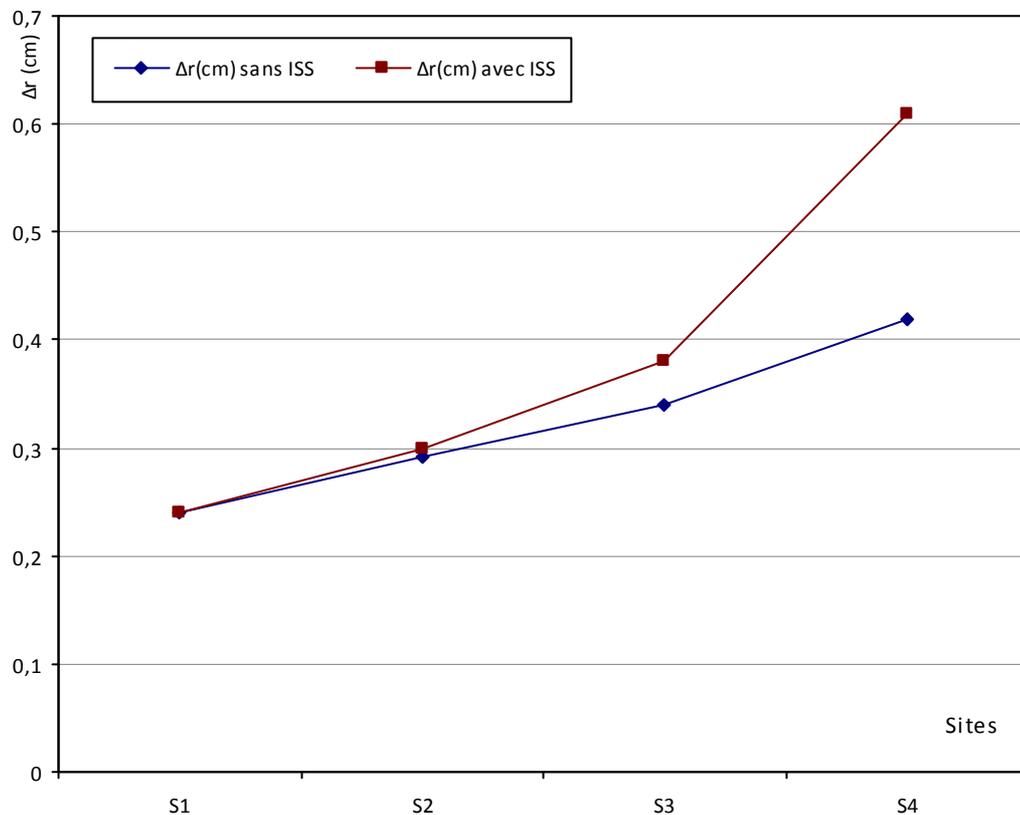


Fig. 6.9 : Variation du déplacement relatif (en cm) en fonction du site avec et sans ISS ; portique 4N

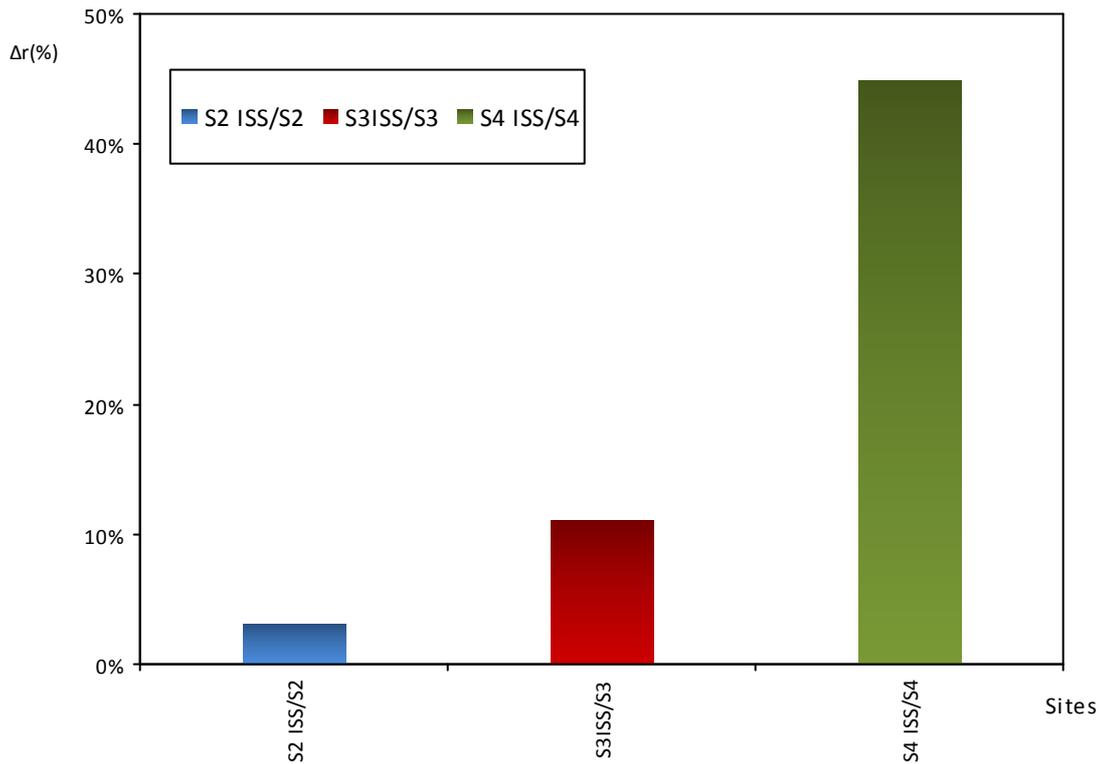


Fig. 6.10: Comparaison des résultats pour le déplacement relatif entre les différents sites (Sans et avec ISS) ; portique 4N

3) Portique 10N

Les déplacements relatifs avec et sans ISS sont donnés dans le tableau 6.10

Tableau 6.10 - Déplacement relatif avec et sans ISS; portique 10N

déplacement relatif (en cm)			
Les sites	Δ_r (cm) Sans ISS	Δ_r (cm) Avec ISS	
Rocheux (S ₁)	0.11	0.12	
Ferme (S ₂)	0.14	0.19	
Meuble (S ₃)	0.16	0.33	
Très meuble (S ₄)	0.19	0.78	
Comparaison			
S ₁ ISS/S ₁	S ₂ ISS/S ₂	S ₃ ISS/S ₃	S ₄ ISS/S ₄
1.1	1.35	2.06	4.1

Commentaires:

- le déplacement relatif maximal pour les 2 cas reste inférieur au déplacement admissible ($h/100$) ;
- Dans le cas sans ISS le déplacement relatif de la structure augmente en fonction des sites, figure 6.11 ;
- Dans le cas avec ISS le déplacement relatif de la structure augmente en fonction des sites sous l'effet de l'interaction sol structure, figure 6.11. On observe une augmentation de celle-ci plus le sol est déformable ;
- La comparaison entre les sites sans ISS et avec ISS montre que le déplacement relatif augmente de 9% pour le site 1, 36% pour le site 2, 107% pour le site 3 et de 310% pour le site 4.

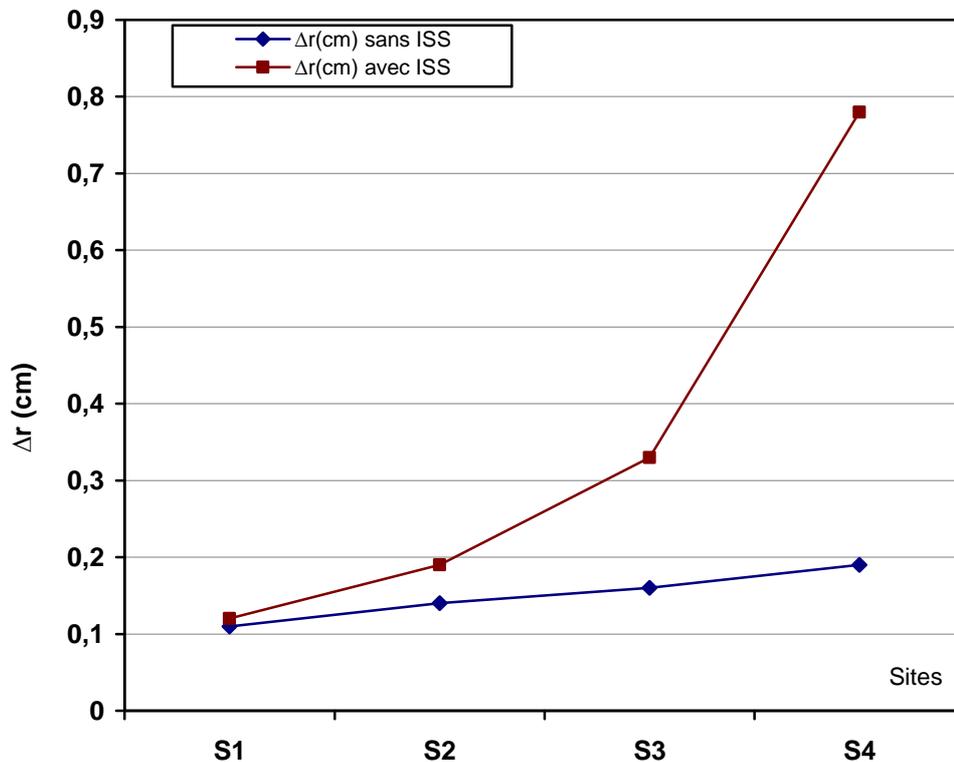


Fig. 6.11: Variation du déplacement relatif (en cm) en fonction du site avec et sans ISS ; portique 10N

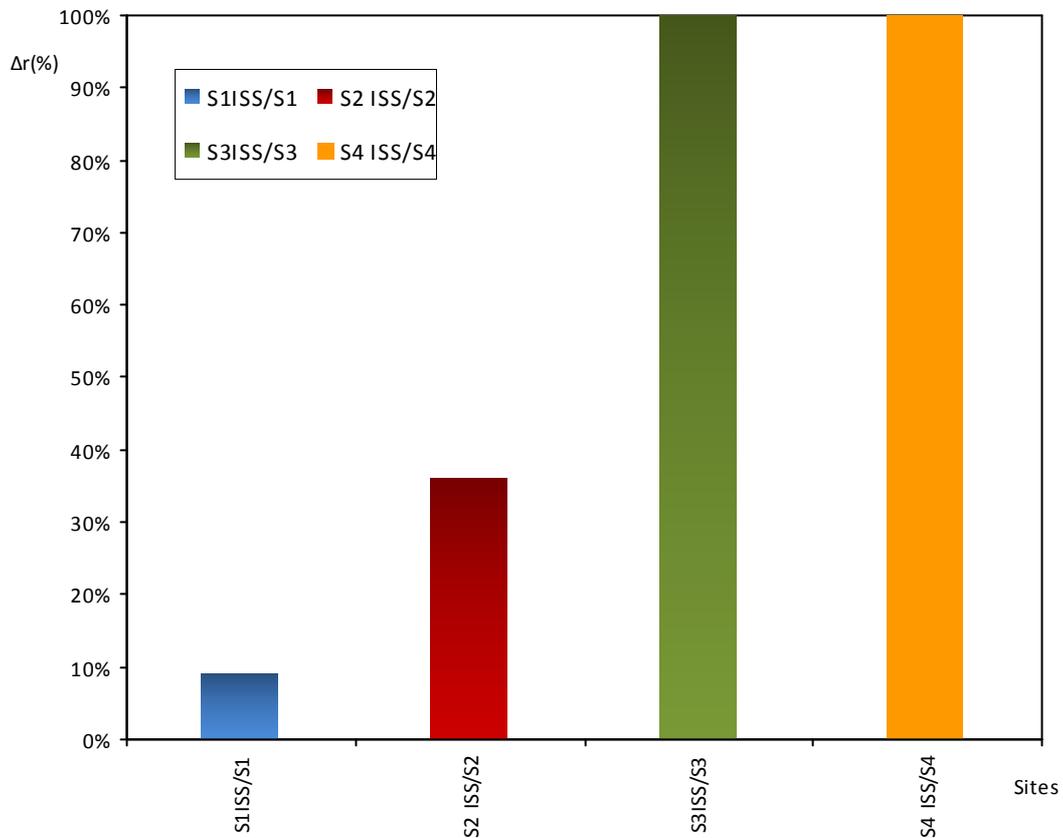


Fig. 6.12: Comparaison des résultats pour le déplacement relatif entre les différents sites (Sans et avec ISS) ; portique 10N

On constate à partir des résultats ci-dessus que la prise en compte de l'ISS est plus importante pour la structure flexible, en effet pour le site 3 l'augmentation est de 107% pour la structure flexible, 22% pour la structure rigide et de 12% pour la structure semi-rigide.

VI.3. Le déplacement absolu

1) Portique 2N

Les déplacements absolus avec et sans ISS sont donnés dans le tableau 6.11.

Tableau 6.11 - Déplacement absolu avec et sans ISS ; portique 2N

déplacement absolu (en cm)			
Les sites	δ (cm) Sans ISS	δ (cm) Avec ISS	
Rocheux (S_1)	0.57	0.66	
Ferme (S_2)	0.70	0.87	
Meuble (S_3)	0.71	1.3	
Très meuble (S_4)	0.71	2.45	
Comparaison			
$S_{1\text{ ISS}}/S_1$	$S_{2\text{ ISS}}/S_2$	$S_{3\text{ ISS}}/S_3$	$S_{4\text{ ISS}}/S_4$
1.15	1.24	1.83	3.45

Commentaires:

- le déplacement absolu maximal pour les deux cas reste inférieur au déplacement admissible ($H/100$) ;
- Dans le cas sans ISS le déplacement absolu subit un allongement pour les quatre sites à partir du site 3 l'effet de site est nul, figure 6.13.
- Dans le cas avec ISS le déplacement absolu de la structure augmente en fonction des sites, figure 6.13, le déplacement absolu subit une augmentation notable due à l'interaction pour les sites 3 et 4;
- La comparaison entre les sites sans ISS et avec ISS montre que le déplacement absolu augmente de 16% pour le site1, 24% pour le site 2, 83% pour le site 3 et de 245% pour le site 4.

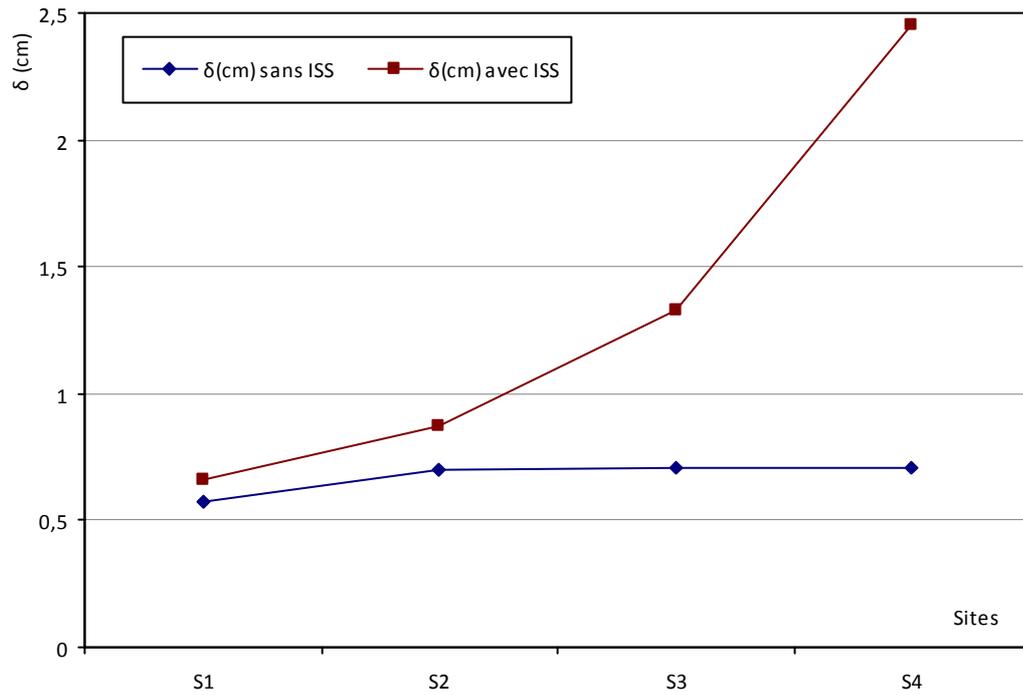


Fig. 6.13 : Variation du déplacement absolu (en cm) en fonction du site avec et sans ISS ; portique 2N

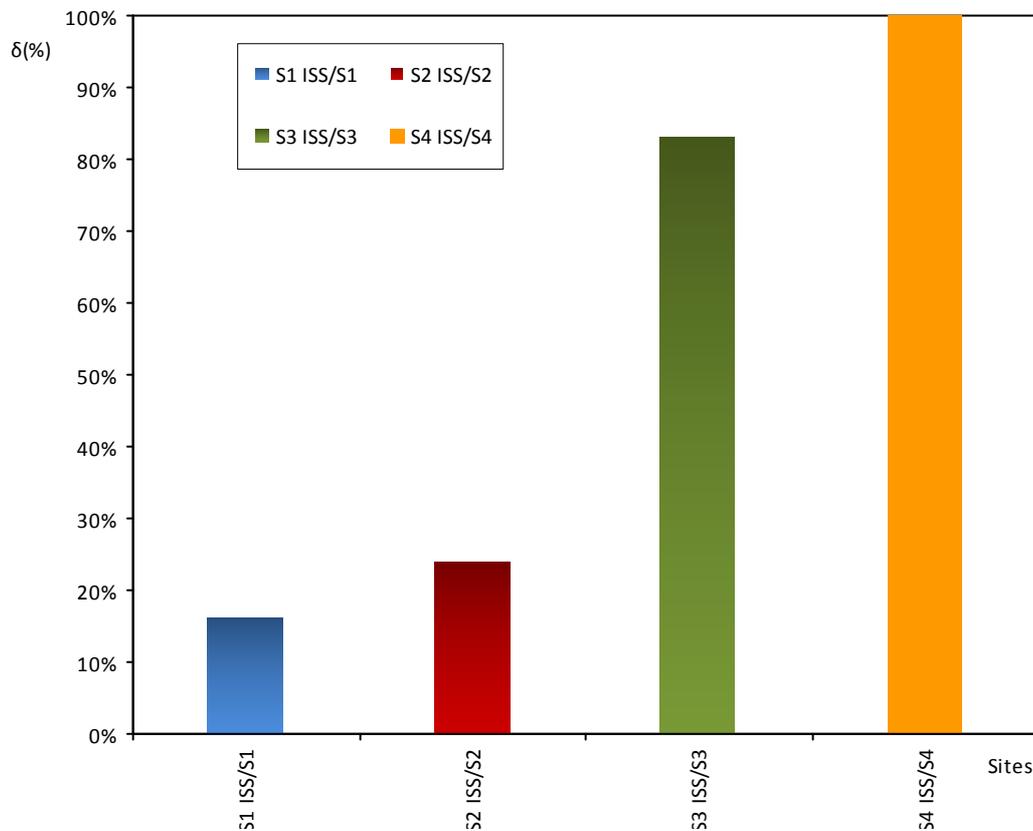


Fig.6.14: Comparaison des résultats pour le déplacement absolu entre les différents sites (Sans et avec ISS) ; portique 2N

2) Portique 4N

Les déplacements absolus avec et sans ISS sont donnés dans le tableau 6.12

Tableau 6.12- Déplacement absolu avec et sans ISS; portique 4N

déplacement absolu (en cm)			
Les sites	δ (cm) Sans ISS	δ (cm) Avec ISS	
Rocheux (S_1)	1.434	1.52	
Ferme (S_2)	1.7318	1.98	
Meuble (S_3)	2.01	2.59	
Très meuble (S_4)	2.51	4.19	
Comparaison			
$S_{1\text{ ISS}}/S_1$	$S_{2\text{ ISS}}/S_2$	$S_{3\text{ ISS}}/S_3$	$S_{4\text{ ISS}}/S_4$
1.05	1.15	1.3	1.7

Commentaires:

- Le déplacement absolu reste admissible pour les deux cas : avec ISS et sans ISS ($H/100$) ;
- Dans le cas sans ISS le déplacement absolu de la structure augmente en fonction des sites, figure 6.15 ;
- Pour le cas avec ISS le déplacement absolu de la structure augmente quelque soit le type de site, figure 6.15 ;
- La comparaison entre les sites sans ISS et avec ISS montre que le déplacement absolu augmente de 6% pour le site 1, 15% pour le site 2 , 30% pour le site 3 et de 70% pour le site 4.

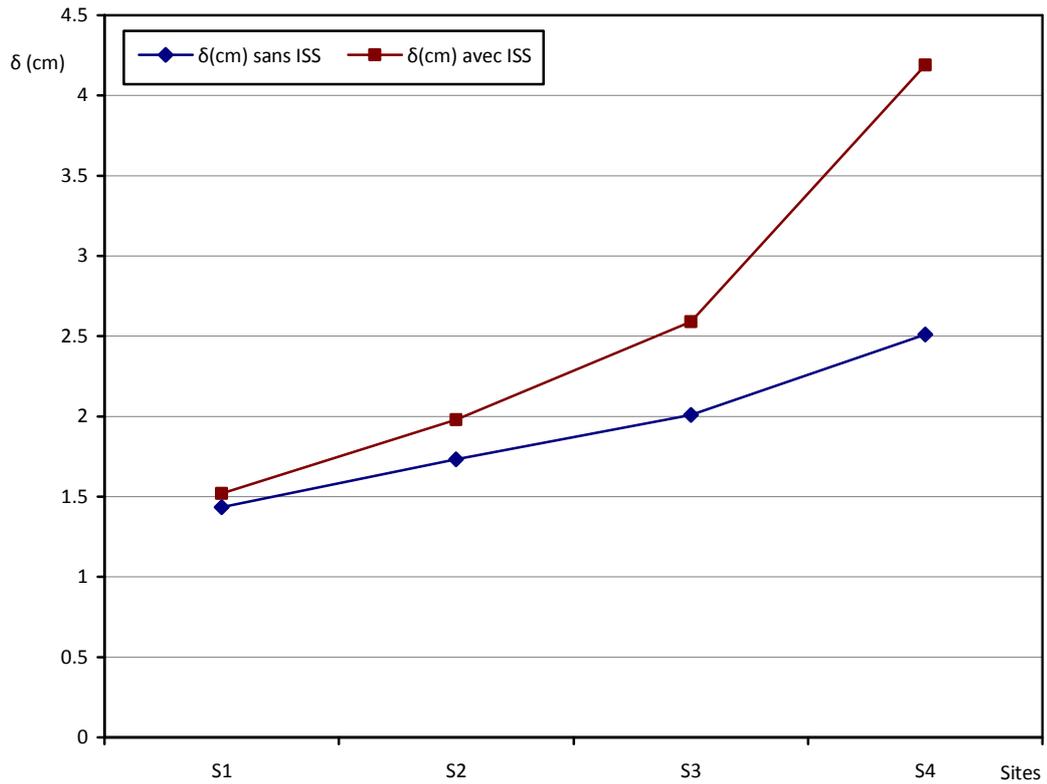


Fig. 6.15: Variation du déplacement absolu (en cm) en fonction du site avec et sans ISS ; portique 4N

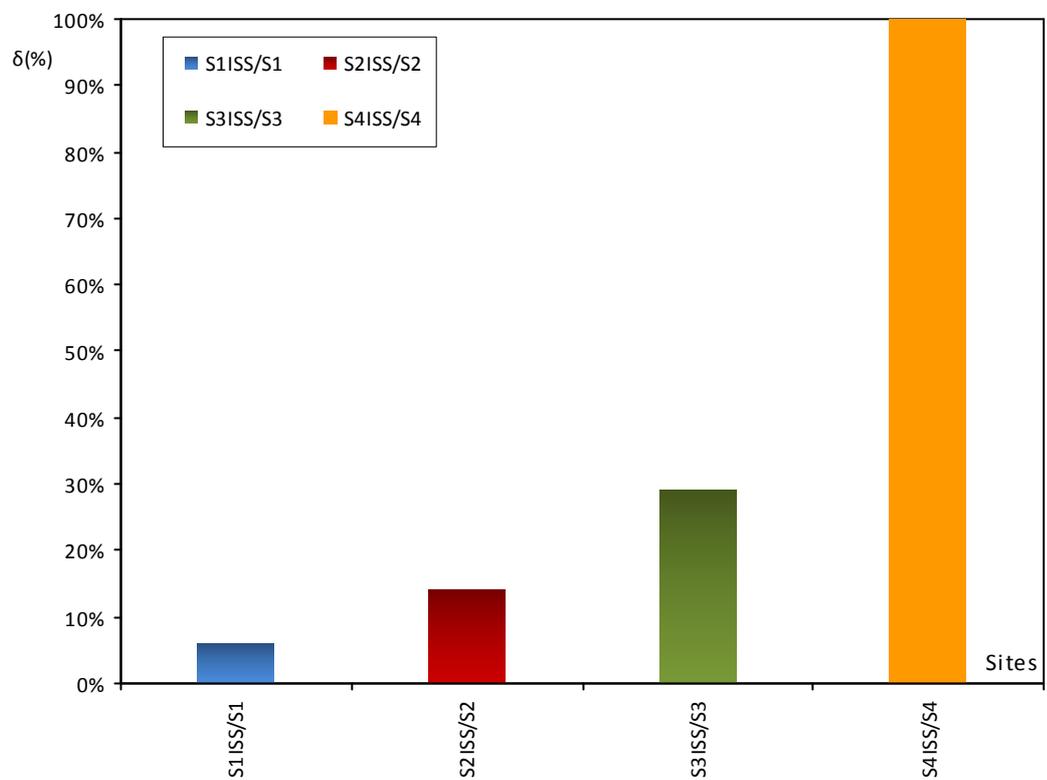


Fig. 6.16 : Comparaison des résultats pour le déplacement absolu entre les différents sites (Sans et avec ISS) ; portique 4N

3) Portique 10N

Les déplacements absolus avec et sans ISS sont donnés dans le tableau 6.13.

Tableau 6.13 - Déplacement absolu avec et sans ISS; portique 10N

déplacement absolu (en cm)			
Les sites	δ (cm) Sans ISS	δ (cm) Avec ISS	
Rocheux (S_1)	3.26	3.47	
Ferme (S_2)	3.98	4.64	
Meuble (S_3)	4.59	6.35	
Très meuble (S_4)	5.75	12.122	
Comparaison			
$S_{1\text{ ISS}} / S_1$	$S_{2\text{ ISS}} / S_2$	$S_{3\text{ ISS}} / S_3$	$S_{4\text{ ISS}} / S_4$
1.07	1.2	1.4	2.1

Commentaires:

- le déplacement absolu maximal pour les deux cas reste inférieur au déplacement admissible ($H/100$) ;
- Dans le cas sans ISS le déplacement absolu de la structure augmente quelque soit le type de site, figure 6.17
- Pour le cas avec ISS le déplacement absolu de la structure augmente quelque soit le type de site, figure 6.17, on observe une augmentation de celle-ci, plus le sol est déformable plus le déplacement augmente ;
- La comparaison entre les sites sans ISS et avec ISS montre que le déplacement absolu augmente de 7% pour le site 1, 20% pour le site 2, 40% pour le site 3 et de 100% pour le site 4.

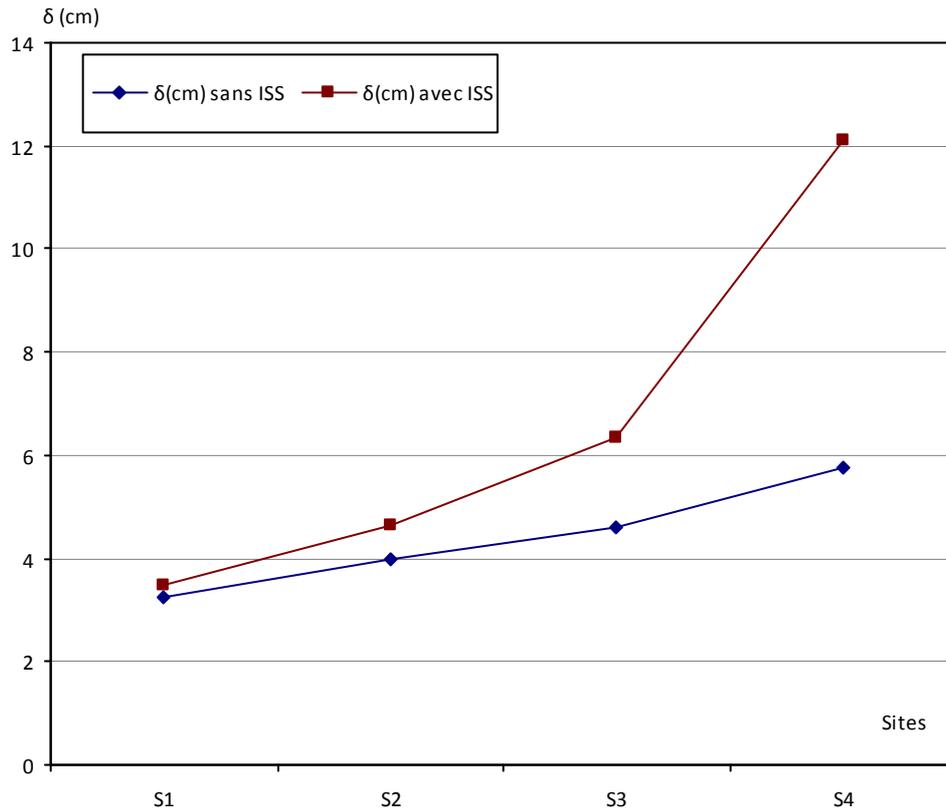


Fig.6.17: Variation du déplacement absolu (en cm) en fonction du site avec et sans ISS, portique 10N

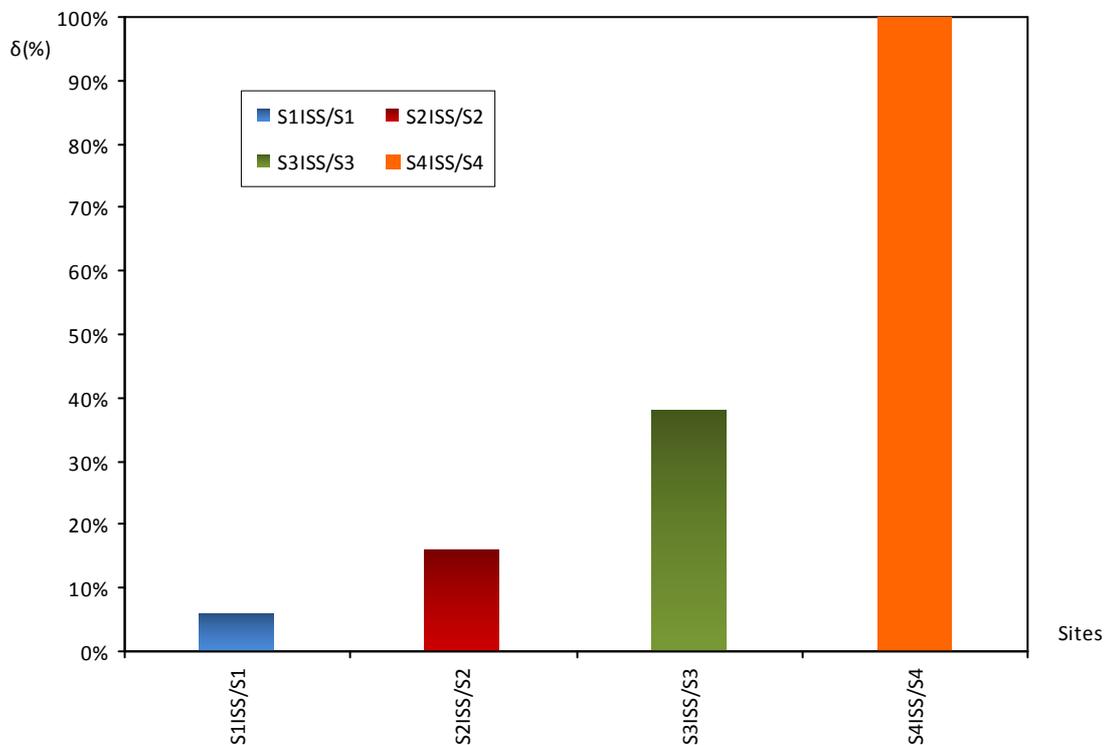


Fig. 6.18 : Comparaison des résultats pour le déplacement absolu entre les différents sites (Sans et avec ISS) ; portique 10N

VI.4. Effort tranchant à la base**1) Portique 2N**

Les efforts tranchant à la base avec et sans ISS sont donnés dans le tableau 6.14.

Tableau 6.14- Effort tranchant à la base de la structure avec et sans ISS ; portique 2N

Effort tranchant à la base			
Les sites	V (Kn) Sans ISS		V (Kn) Avec ISS
Rocheux (S_1)	54.198		51.317
Ferme (S_2)	65.516		59.917
Meuble (S_3)	67.3		60.317
Très meuble (S_4)	67.3		61.412
Comparaison			
$S_1 / S_{1\text{ ISS}}$	$S_2 / S_{2\text{ ISS}}$	$S_3 / S_{3\text{ ISS}}$	$S_4 / S_{4\text{ ISS}}$
1.05	1.09	1.12	1.1

Commentaires:

- Dans le cas sans ISS et avec ISS l'effort tranchant à la base de la structure augmente quelque soit le type de site, figures 6.19, entre les sites 3 et 4 l'évolution est constante.
- La comparaison entre les sites sans ISS et avec ISS montre que l'effort tranchant à la base diminue de 5% pour le site 1, 8% pour le site 2, 10% pour le site 3 et de 9% pour le site 4;

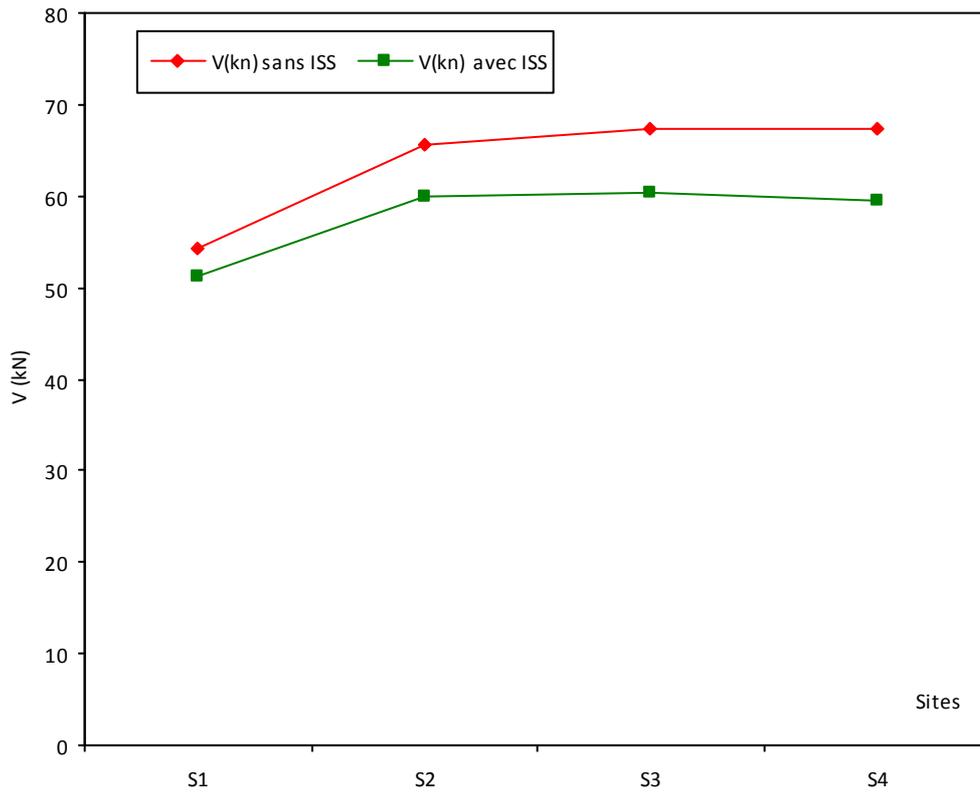


Fig. 6.19: Effort tranchant (en Kn) à la base en fonction du site avec ou sans ISS ; portique2N

2) Portique 4N

Les efforts tranchant à la base avec et sans ISS sont donnés dans le tableau 6.15.

Tableau 6.15- Effort tranchant à la base de la structure avec et sans ISS ; portique 4N

Effort tranchant à la base			
Les sites	V (Kn) Sans ISS		V (Kn) Avec ISS
Rocheux (S ₁)	133.297		131.41
Ferme (S ₂)	159.852		154.618
Meuble (S ₃)	184.005		170.88
Très meuble (S ₄)	228.603		187.964
Comparaison			
S ₁ / S ₁ ISS	S ₂ / S ₂ ISS	S ₃ / S ₃ ISS	S ₄ / S ₄ ISS
1.01	1.03	1.07	1.22

Commentaires:

- Dans le cas sans ISS et avec ISS l'effort tranchant à la base de la structure augmente quelque soit le type de site, figures 6.20.
- La comparaison entre les sites sans ISS et avec ISS montre que l'effort tranchant à la base diminue de 1.4% pour le site1, 3% pour le site 2, 7% pour le site 3 et de 18% pour le site 4.

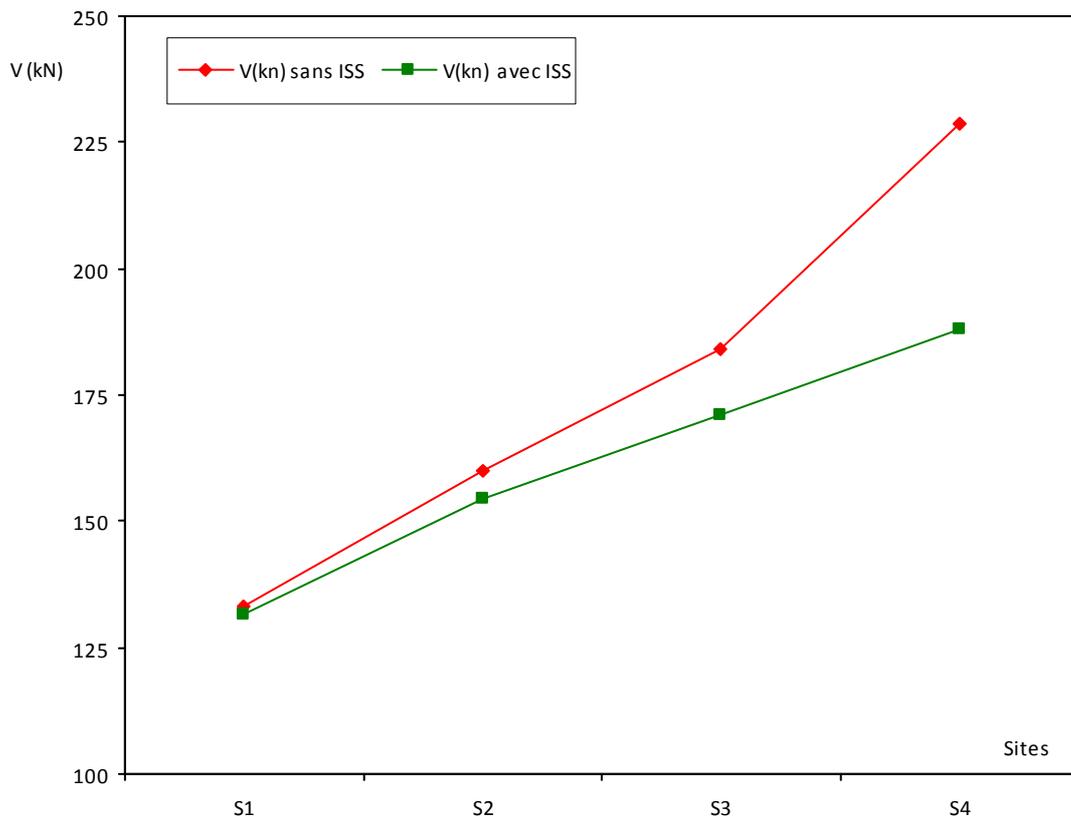


Fig. 6.20 : Effort tranchant (en Kn) à la base en fonction du site avec ou sans ISS ; portique 4N

3) Portique 10N

Les efforts tranchant à la base avec et sans ISS est donnés dans le tableau 6.16.

Tableau 6.16- Effort tranchant à la base de la structure avec et sans ISS ; portique 10N

Effort tranchant à la base			
Les sites	V (Kn) Sans ISS		V (Kn) Avec ISS
Rocheux (S_1)	292.813		289.077
Ferme (S_2)	355.682		335.788
Meuble (S_3)	407.831		369.382
Très meuble (S_4)	504.103		383.164
Comparaison			
$S_1 / S_{1\text{ ISS}}$	$S_2 / S_{2\text{ ISS}}$	$S_3 / S_{3\text{ ISS}}$	$S_4 / S_{4\text{ ISS}}$
1.01	1.05	1.1	1.3

Commentaires:

- Dans le cas sans ISS et avec ISS l'effort tranchant à la base de la structure augmente quelque soit le type de site, figures 6.21 ;
- La comparaison entre les sites sans ISS et avec ISS montre que l'effort tranchant à la base diminue de 1.3% pour le site1, 6% pour le site 2, 9% pour le site 3 et de 24% pour le site 4.

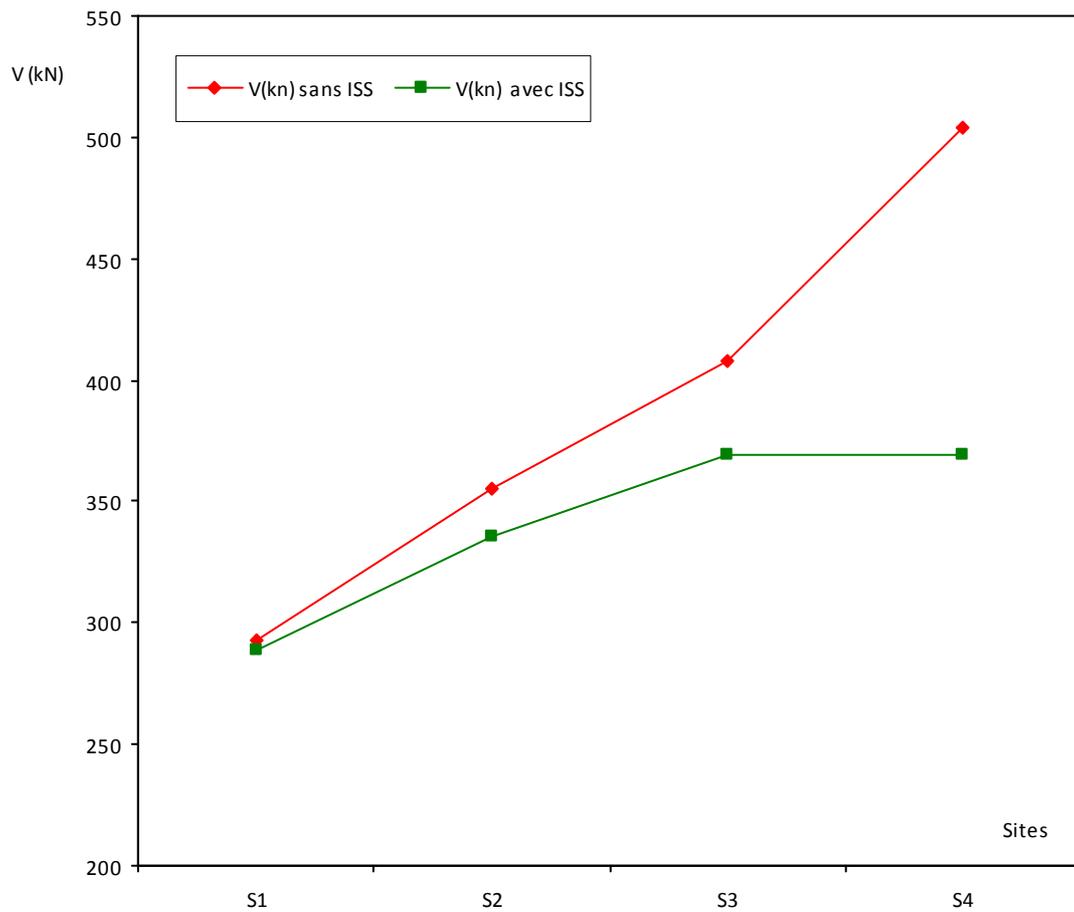


Fig. 6.21: Effort tranchant (en kn) à la base en fonction du site avec ou sans ISS ; portique10N

On constate à partir des résultats ci-dessus que la prise en compte de l'ISS est plus importante pour la structure flexible, en effet pour le site 4 la diminution est de 9% pour la structure rigide, 18% pour la semi-rigide et de 24% pour la flexible.

CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

1- CONCLUSIONS

La réponse d'une structure dans une zone sismique est liée à ses caractéristiques mécaniques et aux propriétés du sol. Dans le cas des bâtiments courants, l'utilisation de méthodes simplifiées conduit à prendre un modèle sans interaction sol structure en considérant la structure parfaitement encadrée au niveau des fondations. Ceci peut s'avérer valable pour des structures rigides construites sur des sols de bonne résistance mécanique et non déformable. Dans le cas de sol mou ou moyennement mou l'interaction sol structure intervient de façon significative et ses conséquences principales sont les suivantes :

- augmentation de l'amortissement ;
- augmentation des déplacements relatifs et absolus, ce qui est défavorable
- allongement de la période de vibration, ce qui est positif pour l'effort tranchant totale.
- Le pourcentage de la masse augmente pour une structure flexible sous l'effet de l'ISS et diminue pour une structure rigide.

Dans l'étude élaborée on a considéré que le sol est homogène, donc assimilable à un milieu continu. Le sol est modélisé par des ressorts.

La démarche pour la prise en compte de l'ISS comprend les étapes :

- Le calcul de manière approchée des raideurs de sol avec les méthodes NEWMARK-RESENBLEUTH [27];
- La prise en compte de l'effet de site d'après le règlement RPA;
- Le calcul de la fréquence de la structure avec des ressorts ayant ces raideurs;
- Le calcul des déplacements relatifs et absolus ;
- Le calcul de l'effort tranchant total à la base.

Les résultats présentés dans cette étude avec les hypothèses considérées ont montré l'importance de l'interaction sol-structure dans la réponse d'une structure.

D'un point de vue du règlement parasismique Algérien l'effet de site est pris en compte à travers les spectres de réponse de dimensionnement spécifiques à chacun des sites.

Les résultats obtenus peuvent être résumés comme suit:

1.1- Structures rigides:

Pour le modèle sans ISS les structures ayant une période inférieure à 0.5 s, la période fondamentale de vibration, le déplacement relatif et l'effort tranchant à la base de la structure ne subissent aucun changement, ce qui indique que l'effet de site est nul.

Pour le modèle avec ISS il y a une évolution de la période fondamentale en fonction des sites considérés ce qui a conduit à une augmentation de période fondamentale, des déplacements relatifs et absolus, et une diminution de l'effort tranchant à la base de la structure.

En effet l'augmentation de la période fondamentale est de 20% pour le site 2, 50% pour le site 3 et de 107% pour le site 4, pour les déplacements absolus l'augmentation atteint 16% pour le site 1, 24% pour le site 2, 83% pour le site 3 et de 245% pour le site 4, pour l'effort tranchant à la base la diminution est de 5% pour le site 1, 8% pour le site 2, 10% pour le site 3 et de 9% pour le site 4.

1.2 Structures semi - rigides

Pour le modèle avec ISS, il y a une évolution de la période fondamentale en fonction des sites considérés ce qui a conduit à une augmentation de période fondamentale, des déplacements relatifs et absolus, et une diminution de l'effort tranchant à la base de la structure.

En effet l'augmentation de la période fondamentale est de 11% pour le site 2, 22% pour le site 3 et de 50% pour le site 4, pour les déplacements absolus l'augmentation atteint 6% pour le site 1, 15% pour le site 2, 30% pour le site 3 et de 70% pour le site 4 pour l'effort

tranchant à la base la diminution est de 1.4% pour le site 1 , 3% pour le site 2, 7% pour le site 3 et de 18% pour le site 4.

1.3 Structures souples

Pour le Modèle avec ISS, il y a une évolution de la période fondamentale en fonction des sites considérés ce qui a conduit à une augmentation de période fondamentale, des déplacements relatifs et absolus, et une diminution de l'effort tranchant à la base de la structure.

En effet l'augmentation de la période fondamentale est de 12% pour le site 2, 25% pour le site 3 et de 70% pour le site 4, pour les déplacements absolus l'augmentation atteint 7% pour le site 1, 20% pour le site 2, 40% pour le site 3 et de 100% pour le site 4.

Pour l'effort tranchant à la base la diminution est de 1.3% pour le site 1, 6% pour le site 2, 10% pour le site 3 et de 24% pour le site 4.

2- RECOMMANDATIONS

A partir des conclusions ci-dessus et des résultats obtenus, il apparaît que la non prise de l'ISS conduit à des erreurs importantes qui pourraient conduire à une ruine ou à une dégradation importante de la structure concernée, de ce fait il est recommandé de tenir compte de l'ISS pour les structure semi –rigides et flexibles en zone II, III et surtout pour les sites 3 et 4.

Il est recommandé que l'interaction sol structure ne doit pas être négligée car elle est liée au type de sol (choix du site de calcul qui dépend essentiellement des données géotechniques) et de la structure. Il est donc important de mener une étude de sol détaillée afin de pouvoir donner un jugement correct sur les caractéristiques exactes du sol et donc sur le type de site de calcul à considérer. En effet une erreur sur le choix du type de site donc du spectre pourrait conduire à des erreurs importantes soit en tenant compte de l'ISS ou non.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Alain Pecker : "Dynamique des sols", Presses de l'ENPC, Paris, 1984.
- [2] Alain Pecker : "Dynamique des ouvrages", Presses de l'ENPC, Paris, 1986.
- [3] Alain Pecker : "Interaction sol structure et comportement des fondations".
- [4] Albert Fuentes : "Bâtiments en zone sismique", Presses de l'ENPC, Paris, 1998
- [5] Anil K. Chopra: "dynamics of structures theory and applications to Earthquake Engineering", University of California at Berkeley
- [6] B. Tiliouine & A. Seghir: "A numerical model for time domain analysis of dams Including fluid –structure interaction ", Ecole nationale polytechnique, Algeria.
- [7] B. Tiliouine & A. Seghir : "influence de l'interaction fluide –structure sur le Comportement sismique du barrage de oued –fodda (nord- ouest Algerian) ", (CAM97, juin 1997, Damas, Syrie) Ecole nationale polytechnique, Alegria.
- [8] Braja M. Das: "Shallow foundation (Bearing Capacity and Settlement) ". Sacramento, California 1999 by CRC Press LLC
- [9] Davidovici : " Génie parasismique". Presses de l'ENPC, Paris, 1985.
- [10] Davidovici : "La construction en zone sismique", Le Moniteur, Paris, 1999.
- [11] Denis Lefebvre Ing ,M.s.c.A et stéphane théroux Ing, M.Ing : " A study on the characteristics vertical accelerations and their effects on civil engineering structures"
- [12] Denis Lefebvre-Stephane Theroux : "Interaction sol-structure pour le design de bâtiments sur fondation superficielles "
- [13] Eric Savin : " influence de la variabilité stable en interaction sismique sol structure"
- thèse-
- [14] Eric Melmoux : " n°180 secousses sismiques et équipements électriques "
- [15] Frank sampson : " les séismes".

- [16] Gérard Philipponnat : professeur au centre des hautes études de la "Construction, fondations et ouvrages en terre ".
- [17] J.L. Wegner, X. Zhang: "Dynamic wave soil structure interaction analysis in the time domain'."
- [18] Jonathan P.Stewart,Daniel H.Wang,Patrich J, and John W.Wallace California "Full-Scale simulation of seismic structure foundation-soil interaction", university of Los Angeles.
- [19] Jenney Canne : "Séisme et énergie, au de le leivre et beroit welf ".
- [20] Kadid : "Analyse Sismique Tri Dimensionnelle des Structures en Béton Armé Rapp-annuel-2006- -A-J-0501-04-01-2004(1)".
- [21] Khalil loay,Sadek Merwan &Shahrour Isam : "Influence de l'interaction sol structure (ISS) sur la fréquence fondamentale des bâtiments'".
- [22] Milan. Zacek : "Construire parasismique (Risque sismique ; conception parasismique des bâtiments, réglementation)".
- [23] Mesta P. & Prat M. : Ouvrages en interaction. Hermes science publications, Paris, 1999.
- [24] M. Oudjene , M. Meghlal, Y. Bouafia : "influence de la catégorie de site sur le comportement sismique des structures rigides ; application des règles parasismiques algériennes 99(RPA99) ".
- [25] Michel capron –Lausanne: "évaluation de la tenue au séisme des bâtiments du réseau vital valaisan".
- [26] Michel PRAT : "La modélisation des ouvrages, Hermès, Paris, 1995".
- [27] Newmark and Rosenbleuth, Prentice-Hall.1971": soil –interaction, adapted from fundamentals of Earthquake Engineering'".
- [28] Pluralis : " Dynamique des structures", PLURALIS, 1980.

- [29] Reza Taherzadeh : " Interaction de l'ensemble sol-pieux-structure soumis à un chargement sismique".
- [30] Régis Cottureau-Didier Clouteau–Christian Soize : "Modèle dynamique équivalent de matrices d'impédance de fondation ".
- [31] Schlosser F : "Eléments de mécanique des sols .Ponts et chaussées .Paris 1988".
- [32] S. P. Gopal Madabhushi:"Modelling of deformations in dynamic soil structure interaction problems".
- [33] Youssef Belmouden : " Analyse spectrale non itérative des oscillateurs simples sous l'action des tremblements de terre", Ecole Polytechnique de Lausanne, Suisse, 2004.
- [34] "BUILDING SEISMIC SAFETY COUNCIL" Washington, D.C. APPLIED technology council (atc-33 project) redwood city, California, federal emergency management agency Washington, d.c. October 1997washington, d.c.nehrp commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA publication 274).
- [35] "New building and other structures part 2 ": commentary (FEMMA 450) federal emergency management agency, Washington, D.C
- [36] Techniques for the seismic rehabilitation of existing building existing building (FEMMA 547-October 2006) .
- [37] Règles parasismiques algériennes RPA99/ Version 2003.
- [38] FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY FEMA 356 / November 2000.
- [39] FEMA 273, Seismic Rehabilitation Guidelines.

ANNEXES

Annexe A

A. 1^{ère} CAS:SANS INTERACTION SOL STRUCTURE (ISS) :

Calcul les déplacements: U_1 , U_3 ET R_2

portique	niveau	Z (m)	Site 1		
			U_1 (m)	U_2 (m)	R (rad)
portique deux niveaux	0	0	0	0	0
	1	3.4	0.00316	0.000021	0.000383
	2	6.8	0.005744	0.000027	0.000185
portique quatre niveaux	0	0	0	0	0
	1	3,4	0.003336	0.000047	0.001115
	2	6,8	0.008085	0.000078	0.00107
	3	10,2	0.011954	0.000095	0.000783

	4	13,6	0.01434	0.0001	0.00045
portique dix niveaux	0	0	0	0	0
	1	3,4	0.003032	0.000139	0.00101
	2	6,8	0.007689	0.000259	0.001106
	3	10,2	0.012356	0.000359	0.001074
	4	13,6	0.016733	0.000439	0.001008
	5	17	0.020722	0.0005	0.000925
	6	20,4	0.024254	0.000544	0.000826
	7	23,8	0.027267	0.000574	0.000709
	8	27,2	0.029695	0.000591	0.000573
	9	30,6	0.031475	0.000599	0.000405
	10	34	0.03258	0.000602	0.0002555

portique	niveau	Z (m)	Site 2		
			U ₁ (m)	U ₂ (m)	R (rad)
portique deux niveaux	0	0	0	0	0
	1	3.4	0.003823	0.000025	0.000464
	2	6.8	0.006958	0.000033	0.000223
portique quatre niveaux	0	0	0	0	0
	1	3,4	0.004002	0.000056	0.001342
	2	6,8	0.009746	0.000094	0.001292
	3	10,2	0.01444	0.000114	0.000934
	4	13,6	0.017318	0.00012	0.000527
portique dix niveaux	0	0	0	0	0
	1	3,4	0.00369	0.00017	0.001231
	2	6,8	0.009375	0.000317	0.00135

	3	10,2	0.015084	0.000438	0.001311
	4	13,6	0.02044	0.000536	0.001228
	5	17	0.025315	0.00061	0.001127
	6	20,4	0.0263	0.000664	0.001007
	7	23,8	0.033311	0.0007	0.000865
	8	27,2	0.03628	0.000722	0.000696
	9	30,6	0.038454	0.000732	0.000488
	10	34	0.039802	0.000735	0.000305

portique	niveau	Z (m)	Site 3		
			U ₁ (m)	U ₂ (m)	R (rad)
portique deux niveaux	0	0	0	0	0
	1	3.4	0.003927	0.000026	0.000477
	2	6.8	0.007149	0.000034	0.000229
portique quatre niveaux	0	0	0	0	0
	1	3,4	0.004621	0.000065	0.001553
	2	6,8	0.011283	0.000109	0.001497
	3	10,2	0.016736	0.000132	0.001075
	4	13,6	0.020069	0.000139	0.000601
portique dix niveaux	0	0	0	0	0
	1	3,4	0.004236	0.000196	0.001415
	2	6,8	0.010776	0.000365	0.001554

	3	10,2	0.017356	0.000505	0.00151
	4	13,6	0.023536	0.000617	0.001414
	5	17	0.029164	0.000703	0.001296
	6	20,4	0.034144	0.000765	0.001157
	7	23,8	0.038391	0.000806	0.000992
	8	27,2	0.041813	0.00083	0.000794
	9	30,6	0.044315	0.000841	0.000554
	10	34	0.045864	0.000845	0.000347

portique	niveau	Z (m)	Site 4		
			U ₁ (m)	U ₂ (m)	R (rad)
portique deux niveaux	0	0	0	0	0
	1	3.4	0.003927	0.000026	0.000477
	2	6.8	0.007149	0.000034	0.000229
portique quatre niveaux	0	0	0	0	0
	1	3,4	0.005761	0.000082	0.00194
	2	6,8	0.014104	0.000136	0.001872
	3	10,2	0.020947	0.000164	0.001336
	4	13,6	0.025115	0.000174	0.000738
portique dix niveaux	0	0	0	0	0
	1	3,4	0.005248	0.000245	0.001756

	2	6,8	0.013385	0.000457	0.001938
	3	10,2	0.02162	0.000632	0.00189
	4	13,6	0.029397	0.000771	0.001771
	5	17	0.036504	0.000876	0.001617
	6	20,4	0.042797	0.000952	0.001432
	7	23,8	0.048149	0.001002	0.001213
	8	27,2	0.05244	0.001032	0.000959
	9	30,6	0.055558	0.001045	0.000662
	10	34	0.057478	0.001049	0.000416

ANNEXES

Annexe B

B. 2^{ème} CAS: AVEC INTERACTION SOL STRUCTURE (ISS) :

Calcul les déplacements U_1 , U_2 ET R_2

portique	niveau	Z (m)	Site 1		
			U_1 (m)	U_2 (m)	R (rad)
Portique deux niveaux	0	0	0.000103	0.00009	0.000563
	1	3.4	0.004128	0.00011	0.00041
	2	6.8	0.00663	0.000116	0.000195
Portique quatre niveaux	0	0	0.000077	0.000143	0.00039
	1	3,4	0.004193	0.00019	0.001191
	2	6,8	0.009003	0.00022	0.00107
	3	10,2	0.012828	0.000236	0.00078

	4	13,6	0.015196	0.000241	0.000457
Portique dix niveaux	0	0	0.000113	0.000442	0.00047
	1	3,4	0.004157	0.000577	0.001136
	2	6,8	0.009034	0.000693	0.001147
	3	10,2	0.013792	0.000789	0.001108
	4	13,6	0.018244	0.000864	0.00104
	5	17	0.022308	0.000922	0.000958
	6	20,4	0.025925	0.000964	0.00086
	7	23,8	0.029034	0.000992	0.000745
	8	27,2	0.031572	0.001008	0.00061
	9	30,6	0.033476	0.001015	0.000443
	10	34	0.034723	0.001017	0.000299

portique	niveau	Z (m)	Site 2		
			U ₁ (m)	U ₂ (m)	R (rad)
Portique deux niveaux	0	0	0.000374	0.000338	0.000882
	1	3.4	0.005582	0.000363	0.000553
	2	6.8	0.008726	0.00037	0.000293
portique quatre niveaux	0	0	0.000251	0.000532	0.001108
	1	3,4	0.006207	0.000587	0.001519
	2	6,8	0.01219	0.000622	0.001326
	3	10,2	0.01688	0.00064	0.000957
	4	13,6	0.019812	0.000646	0.000577
portique dix niveaux	0	0	0.000426	0.00178	0.001327
	1	3,4	0.006727	0.001936	0.001547

	2	6,8	0.012954	0.002069	0.001471
	3	10,2	0.018931	0.002178	0.001422
	4	13,6	0.024533	0.002265	0.001341
	5	17	0.029682	0.002331	0.001247
	6	20,4	0.034318	0.002379	0.001136
	7	23,8	0.038376	0.00241	0.001002
	8	27,2	0.041784	0.002428	0.000841
	9	30,6	0.044462	0.002436	0.000643
	10	34	0.046383	0.002438	0.000483

portique	niveau	Z (m)	Site 3		
			U ₁ (m)	U ₂ (m)	R (rad)
portique deux niveaux	0	0	0.001005	0.001033	0.002488
	1	3.4	0.009413	0.001062	0.000821
	2	6.8	0.013292	0.00107	0.000491
portique quatre niveaux	0	0	0.000769	0.001768	0.002079
	1	3,4	0.009136	0.001828	0.00195
	2	6,8	0.016444	0.001866	0.001638
	3	10,2	0.02248	0.001885	0.001208
	4	13,6	0.025894	0.001891	0.000802
portique dix niveaux	0	0	0.001175	0.005007	0.002157
	1	3,4	0.00984	0.005172	0.002082
	2	6,8	0.017891	0.005311	0.001966

	3	10,2	0.025548	0.005425	0.001897
	4	13,6	0.032778	0.005516	0.001809
	5	17	0.039518	0.00584	0.001709
	6	20,4	0.04571	0.005366	0.001589
	7	23,8	0.051286	0.005665	0.001442
	8	27,2	0.056165	0.005683	0.001263
	9	30,6	0.06025	0.00569	0.001041
	10	34	0.063512	0.005692	0.000882

portique	niveau	Z(m)	Site 4		
			U ₁ (m)	U ₂ (m)	R (rad)
portique deux niveaux	0	0	0.003718	0.004465	0.004529
	1	3.4	0.01726	0.004498	0.001845
	2	6.8	0.0214483	0.004507	0.001471
portique quatre niveaux	0	0	0.00307	0.006712	0.004008
	1	3,4	0.016878	0.006781	0.003053
	2	6,8	0.027373	0.006822	0.002444
	3	10,2	0.035755	0.006842	0.001953
	4	13,6	0.041971	0.006842	0.001526
portique dix niveaux	0	0	0.004912	0.019051	0.004668
	1	3,4	0.020844	0.019219	0.003842
	2	6,8	0.034291	0.019358	0.003521

	3	10,2	0.047113	0.019472	0.003454
	4	13,6	0.059524	0.019563	0.003369
	5	17	0.071486	0.019632	0.003272
	6	20,4	0.082939	0.019682	0.003152
	7	23,8	0.093804	0.019714	0.003002
	8	27,2	0.103978	0.019732	0.002821
	9	30,6	0.113384	0.01974	0.002602
	10	34	0.121958	0.01942	0.00454