

République Algérienne Démocratique et Populaire

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي



Ecole Nationale Supérieure
des Travaux Publics
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

Mémoire

Pour l'Obtention du Diplôme
de MASTER en TRAVAUX PUBLICS
Option : Matériaux & Structures

Thème

**L'Analyse non linéaire de l'effet d'interaction
sol-structures des piles de pont**

Encadré par :

Dr CHEIKH Benazouz

Présenté par :

BENDJABOU Aimad

Promotion 2015

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics. Garidi. Kouba.

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, Nous tenons à remercier en premier lieu et avant tout ALLAH le tout puissant, qui ma a donné la force et la patience d'accomplir notre travail dans les meilleures conditions.

Je tiens à remercier tous les membres du jury d'avoir accepté de faire partie du jury de cette thèse.

Je tiens à remercions du fond de cœurs Mr. CHEIKH Benazouz pour l'encadrement de cette Mémoire. Pour la gentillesse, la disponibilité et l'encouragement qui nous a donné tout au long de la période de ce travail.

Un remerciement à toute personne qui a contribué à l'avancement de ce travail même par un simple mot d'encouragement.

Un grand merci s'adresse particulièrement à ma famille qui m'ont Soutenu pour réaliser mes études et qui m'ont toujours encouragé dans chaque pas vers l'avant.

Je remercie également tous ceux qui sont venus à ma soutenance pour me donner l'encouragement et les félicitations pour ce grand jour.

Enfin, Je remercie chaleureusement tous les enseignants, de L'ENSTP.

Dédicaces

À... *Mon père et ma mère qui m'ont toujours soutenu durant toutes les périodes de ma vie.*

Mes chers grands parents.

Mes frères Amine, Walid et Marouane et ma sœur Asma

Toute ma famille et à ma chère tante Naima

À mes chers amis (e) « Yacine, Ismail, Anis, Nassim, Mohamed, Soumia et à tous mes chers amis de l'ENSTP ».



Aimad BENDJABOU

ملخص

الهدف من هذا العمل هو دراسة تأثير التفاعل التربة هيكل على الاستجابة الزلزالية للهياكل الجسر الناقل كجزء من نهج بالسعة (التحليل القائم على مفهوم الأداء) لأي التصميم الزلزال يصلح. مع الأخذ في الاعتبار هذا التفاعل (التربة-أساس-هيكل) يتم من خلال وظائف مقاومة . انها مهتمة بشكل خاص في تقييم طلبات الزلزالية من خلال تطبيق إجراءات FEMA440 (طريقة الخطية المكافئة) باستخدام التصميم الزلزال المعتمد على أساس الأداء (PBSD) .

RESUME

L'objectif de cette contribution est de prendre en compte l'effet de l'interaction sol-structure sur la réponse sismique des structures porteuses des ponts (les piles) dans le cadre d'une approche capacitive (concept d'analyse basée sur la performance) pour une conception parasismique justifiée. La prise en compte de cette interaction (sol-fondation-structure) s'effectue au travers de fonctions d'impédance associées à un système ressorts-amortisseurs intégrant ainsi la flexibilité du sol. On s'intéresse notamment à l'évaluation des demandes sismiques des piles en appliquant les procédures de FEMA440 (Méthode de la linéarisation équivalente) utilisant la conception parasismique basé sur la performance (PBSD).

Abstract

The aim of this contribution is to take into account the effect of soil-structure interaction on seismic response of a reinforced concrete structures in the context of a performance based design approach (concept analysis based on performance) for a justified seismic design . Taking into account this interaction (soil-foundation) is performed through impedance functions associated with a springs and dampers system. integrating soil flexibility It is particularly interested in the evaluation of seismic demands of piles by applying FEMA440 procedures (linearization equivalent method) using performance based seismic design (PBSD),

SOMMAIRE

	Pages
Remerciement	I
Dédicaces	II
Résumé	IV
Sommaire	V
Liste des figures et tableaux	X
Introduction	
Introduction	1
Chapitre 1 : Procédure Statique Non Linéaire	
1. Introduction	3
2. Méthode du Spectre de Capacité (CSM)	4
3. Méthode de la linéarisation équivalente (ELM)	10
3.1 Amortissement effectif	11
3.2. Période effectif	12
3.3. Format ADRS modifié (MADRS)	13
4. Réduction spectral de l'amortissement effectif	14
5. Résumé de la méthode de linéarisation équivalente (ELM)	15
5.1 Procédure A (Itération directe)	17
5.1 Procédure B (Intersection avec MADRS)	18
Chapitre 2 : Interaction Sol Structure	
1. Introduction	19
2. Interaction Sol-Structure (ISS)	21
2.1 Effets de l'ISS	22
2.2 Effets de l'ISS (FEMA-440)	23
2.2.1 Effets cinématique	25
2.2.2 L'Amortissement de la fondation	26
Chapitre 3 : Applications et Interprétation des Résultats	
1. Introduction	30
2. Hypothèses tu travail	31
2.1 Programmes utilisés	31
2.2. Lois de comportement (Modèle Elasto Plastique Bilinéaire)	31
3. Présentation de l'ouvrage	32
3.1 Caractéristiques des matériaux	34
3.2 Caractéristiques géométriques	34
4. Evaluation des demandes sismique	36
4.1. Système conventionnel (sans ISS)	36
4.2 Excitations sismiques spectre du RPOA	36
4.3 Applications (Sans effets ISS)	37

4.4 Applications (avec effets ISS)	43
5. Conclusion et interprétation des résultats	47
Conclusion Générale	
Conclusion et Recommandation	48
Références Bibliographiques	50

Liste des figures

	Pages
Figure I.1: Principe de l'analyse Pushover	5
Figure I.2: Conversion de la courbe Pushover en format ADRS	5
Figure I.3: Conversion du spectre de réponse en format ADRS	6
Figure I.4: Superposition des diagrammes de capacité et de demande de 5% d'amortissement	6
Figure I.5: Relation bilinéaire Force – Déplacement pour un système à 1DDI	7
Figure I.6: Principe de détermination de l'énergie dissipée par l'amortissement, l'énergie des déformation maximales.	8
Figure I.7: Principe de la méthode du spectre de capacité CSM	10
Figure I.8 : Représentation graphique en format ADRS des diagrammes de capacité et de demande	10
Figure I.9 : Représentation en format MADRS en utilisant la période sécante T_{sec}	13
Figure I.10 : Comparaison des coefficients d'amortissement B en fonction d'amortissement effectif en utilisant plusieurs formulations	15
Figure I.11 : Capacité et demande en format ADRS initial	16
Figure I.12 : Représentation bilinéaire du spectre de capacité	17
Figure I.13 : Détermination du déplacement maximum par la procédure A (Itération directe)	17
Figure I.14 : Détermination du déplacement maximum par la procédure B (Intersection de spectre de capacité avec le MADRS)	18
Figure II.1 : Illustration de l'ISS	20
Figure II.2 : Lecture spectrale montrant les effets de la prise en compte de l'ISS	22
Figure II.3 : Bâtiment soumis à un séisme	23
Figure II.4 : Incorporation des effets d'interaction sol-structure	25
Figure II.5 : Modèles des fondations (FEMA 440)	27
Figure III.1 : (a) Système à 1DDL, (b) Modèle du comportement bilinéaire	32
Figure III.2 : Plan d'ensemble.	33
Figure III.3 : Coupe transversale de la pile (hauteur 8m)	33
Figure III.4 : Diagramme (Moment – Courbure) des fûts	35
Figure III.5 : Diagramme 'Moment – Courbure' du chevêtre	35
Figure III.6 : Spectre de réponse élastique – composante horizontale $-\beta_i = 5\%$	37
Figure III.7 : Spectre de demande (ADRS Initial)- $\beta_i = 5\%$	37
Figure III.8 : Courbe de capacité (h=8m)	38
Figure III.9 : Courbe de capacité (ADRS)	38
Figure III. 10: ELM (ADRS Initial).	39
Figure III. 11: Modèle bilinéaire	39
Figure III.12 : Spectre de demande (ADRS)- $\beta_{eff} = 20.63\%$	40
Figure III.13 : Superposition des spectres ADRS	41
Figure III.14 : Modèle bilinéaire pour le point de performance obtenu	41
Figure III.15 : Spectre de demande (ADRS $\beta_{eff} = 6\%$)	42
Figure III.16 : Superposition des spectres ADRS	43
Figure III.17 : Spectre de réponse élastique – composante horizontale $-\beta_i = 5\%$	43
Figure III.18: Spectre de réponse ISS $-\beta_i = 7\%$	44
Figure III.19 : Spectre de demande (ADRS ISS $-\beta_i = 7\%$).	45

Figure III.20 : Courbe de capacité	45
Figure III.21 : Spectre de capacité	46
Figure III.22 : Superposition ADRS Initial	46

Liste des tableaux

Tableau I.1: Valeurs de κ en fonction de ξ_0 et type de l'ouvrage	9
Tableau I.2 : Types des ouvrages en fonction de la durée de vie	9
Tableau I.3 : coefficients utilisés dans les équations 2.10, 2.11 et 2.12	11
Tableau I.4: coefficients utilisés dans les équations 2.16, 2.17 et 2.18	13
Tableau II.1: Facteur de modification	26
Tableau III.1: Données sur le site et groupe d'usage de l'ouvrage	32
Tableau III.2: Caractéristiques des matériaux (Acier).	34
Tableau III.3: Caractéristiques des matériaux (Béton)	34
Tableau III.4: Dimensions des sections des piles	34

INTRODUCTION **G**ENERAL

Introduction Générale

L'interaction sol-structure est une nécessité pour la conception et le diagnostic des constructions parasismiques afin d'étudier les risques des tremblements de terre et la réalisation d'une performance sismique supérieure pour les structures par l'introduction d'une interaction entre la superstructure et ses fondations.

Du fait que les charges induites par un tremblement de terre sont d'origine dynamique, caractérisées par des sollicitations variant à la fois dans le temps et dans l'espace, il convient donc, de représenter ces charges sismiques avec le choix de la méthode de calcul appropriée aux conditions de conception. Ainsi, le choix des modèles mathématiques décrit le comportement de sol et de la fondation afin de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les analyses exactes qui employant les modélisations non linéaires des effets de l'interaction sol-structure sont encore assez difficiles à étudier. On note que l'analyse statique non linéaire est seulement une méthode approximative, qui applique une poussée progressive en utilisant un modèle du chargement simple.

La double nécessité de mieux décrire la performance attendue d'une nouvelle construction soumise à un séisme et de mieux évaluer la vulnérabilité sismique d'un

ouvrage existant a conduit entre autres au développement des méthodes de calculs non linéaires des structures.

Dans ces méthodes, il apparaît plus simple de décrire l'état d'une structure sous forme de déplacements ou rotations. Les calculs non linéaires peuvent se révéler particulièrement utiles lors de la réévaluation sismique d'un ouvrage. Ainsi leur utilisation est envisagée dans les guides de réévaluation des ouvrages existants.

C'est dans le cadre de la problématique d'étudier les effets de l'interaction sol-structure et leurs influences sur les demandes sismiques des ponts, que s'inscrit le présent travail qui a pour objectif essentiel d'éclairer le comportement statique non linéaire des piles avec et sans l'introduction de l'interaction sol-structure .

Pour atteindre notre objectif, nous avons divisé ce travail en cinq chapitres :

- Le premier chapitre est consacré à une introduction générale
- Le deuxième chapitre présente une recherche bibliographique de tous ce qui concerne les définitions ainsi des explications de certaines questions qui nous semblent pertinentes concernant les procédures statiques non linéaires .
- Le troisième chapitre a pour objectif d'étudier les notions de base des effets de l'interaction sol-structure.
- Le quatrième chapitre traite des applications et interprétations des résultats.
- Le dernier chapitre est une conclusion générale avec des recommandations pour des recherches futures.

CHAPITRE 1

PROCEDURE **S**TATIQUE **N**ON **L**INÉRAIRE

Chapitre 1

Procédure Statique Non Linéaire

1. introduction

L'estimation des demandes sismiques exige la considération explicite du comportement inélastique de la structure. Tandis que l'analyse dynamique non – linéaire est le procédé le plus rigoureux pour calculer les demandes sismiques, le calcul pratique en génie parasismique utilise la méthode statique non-linéaire ou la méthode Pushover recommandée dans l'ATC (Applied Technology Council), et les documents FEMA (Federal Emergency Management Agency).

La méthode du spectre de capacité (Capacity Spectrum Method, CSM) recommandée par l'ATC-40 (1996) est l'une des méthodes les plus utilisées pour l'évaluation des performances sismiques. Elle compare la capacité d'une structure à résister aux forces latérales de la demande des spectres de réponse des séismes dans une représentation graphique, qui permet une évaluation visuelle du

comportement de la structure vis-à-vis d'un séisme. Cette méthode a été développée par Freeman en 1975, et est passée par plusieurs modifications jusqu'à aujourd'hui. La CSM propose trois procédures (A, B, et C) présentées en détail dans l'ATC-40. La méthode du spectre de capacité donnée dans l'ATC-40 s'est avérée incertaine et imprécise (Chopra et Goel, 1999).

L'amélioration effectuée pour la méthode CSM dans la version de FEMA-440 (2006), comporte de nouvelles expressions pour déterminer le taux d'amortissement efficace à travers les travaux de Guyader et Iwan (2006). Cette méthode est connue sous le nom de la méthode de la linéarisation équivalente (Equivalent Linearization Method, ELM). Conformément à la procédure initiale ATC-40, trois procédures itératives sont utilisées pour estimer la demande sismique.

Ce chapitre présente la méthode de la linéarisation équivalente améliorée comme une modification à la méthode CSM de l'ATC-40. Des informations détaillées en général sur la linéarisation équivalente et la procédure améliorée sont résumées dans ce qui suit.

2. Méthode du Spectre de Capacité (CSM)

La méthode d'analyse proposée dans l'ATC40 est appelée la méthode du spectre de capacité (Capacity Spectrum Method, CSM) désignée par 'capacité – demande'. La méthode CSM compare la capacité d'une structure à résister aux forces latérales aux demandes des spectres de réponse des séismes dans une présentation graphique, qui permet une évaluation visuelle du comportement de la structure vis-à-vis au séisme.

Dans l'ATC40, on distingue trois procédures différentes pour estimer la déformation due au tremblement de terre et trouver le point de performance. Toutes ces méthodes sont basées sur les mêmes principes, mais elles sont différentes dans l'exécution. Les procédures A et B sont analytiques et favorables à l'exécution d'ordinateur, tandis que le procédé C est graphique et plus adapté à l'analyse manuelle. La procédure qui nous intéresse c'est la procédure A car elle demande de l'utilisateur des applications simples et directes.

L'intérêt de la méthode CSM consiste entre autres à superposer une courbe représentant la capacité de résistance d'une structure issue d'une analyse statique non linéaire (Pushover) avec une courbe représentative de la sollicitation apportée par le séisme. Le point de performance s'obtient grâce à un processus itératif, cette méthode se compose de :

1. Développer la relation entre l'effort tranchant à la base V_b et le déplacement au sommet x_r , cette relation est obtenue par la courbe Pushover.

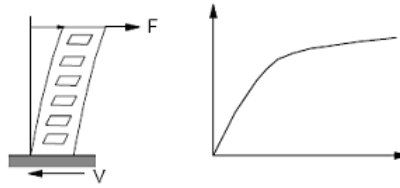


Figure 1.1. Principe de l'analyse Pushover

2. La courbe Pushover subit donc les transformations suivantes :

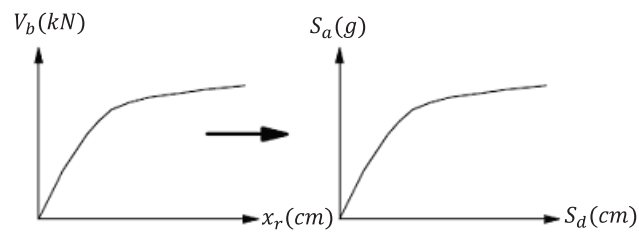


Fig.1.2 Conversion de la courbe Pushover en format ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectral)

$$S_d = \frac{x_r}{\Gamma_1 \phi_{r1}} \quad (2.1)$$

$$S_a = \frac{V_b}{M_1^*} \quad (2.2)$$

Avec :

- x_r Déplacement au sommet
- V_b Effort tranchant à la base
- S_d Déplacement spectral
- S_a Accélération spectrale
- ϕ_{r1} Amplitude du premier mode
- Γ_1 Facteur de participation modal du premier mode
- M_1^* Masse modale effective du premier mode

3. Conversion du spectre de réponse en format (ADRS)

Cette conversion peut être faite par la relation suivante

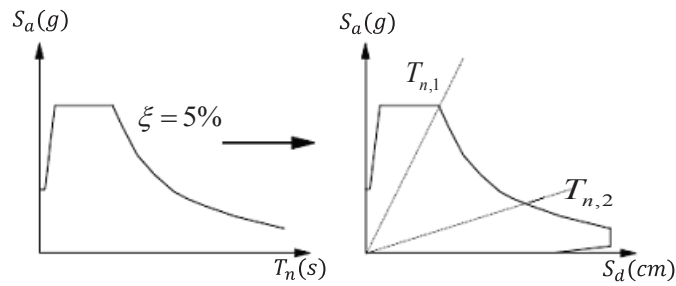


Fig.1.3 Conversion du spectre de réponse en format ADRS

$$S_d = \frac{T_n^2}{4\pi^2} S_a \quad (2.3)$$

T_n Période naturelle

4. Combiner les deux diagrammes de capacité et de demande et déterminer le point d'intersection (Point de performance).

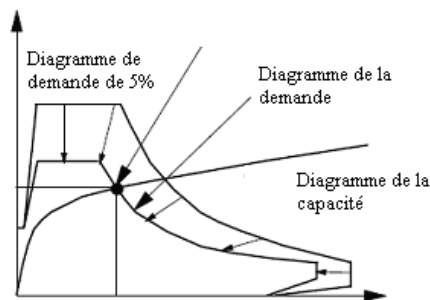


Fig.1.4 Superposition des diagrammes de capacité et de demande de 5% d'amortissement

5. Calculer le taux d'amortissement du système bilinéaire où le déplacement du point de performance est considéré comme étant le déplacement ultime en utilisant la procédure suivante décrite dans l'ATC-40.

Afin de vérifier le point de performance obtenue, il est utile d'utiliser des itérations qui sont basées sur une hypothèse pour laquelle le système inélastique (bilinéaire) sera remplacé par un système linéaire équivalent.

On considère que le système à un degré de liberté 1DDL est inélastique avec la relation bilinéaire (force – déplacement) en état initial, la rigidité de la branche élastique k_e reste invariable sur l'ensemble de la réponse, et $k_p = \alpha k_e$ représente la rigidité post-élastique (voir figure 2.5).

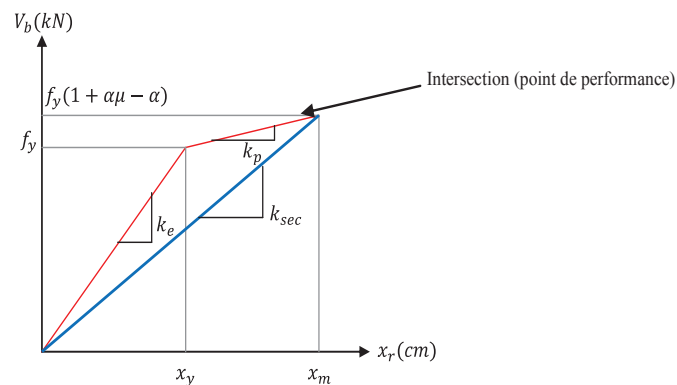


Fig.1.5 Relation bilinéaire Force – Déplacement pour un système à 1DDL

x_y	Déplacement de la limite élastique
x_m	Déplacement ultime
f_y	Force de la limite élastique
$\mu = \frac{x_m}{x_y}$	Ductilité
$\alpha = \frac{k_e}{k_p}$	Rapport d'écrouissage

Le calcul de l'amortissement visqueux équivalent est basé sur l'énergie dissipée par l'oscillateur élastoplastique avec écrouissage. L'amortissement visqueux total du système linéaire équivalent vaut alors :

$$\xi_{eff} = \xi_0 + 0.05 \quad (2.4)$$

Où ξ_0 représente l'amortissement visqueux équivalent correspondant à l'amortissement hystérétique

0.05 représente l'amortissement matériel visqueux inhérent de la structure

Le terme ξ_0 se calcul à partir de la relation suivante :

$$\xi_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_d}{E_{s0}} \quad (2.5)$$

E_d Energie dissipée par l'amortissement

E_{s0} Energie des déformations maximales

Après avoir idéalisé le modèle obtenu comme illustré dans la figure 2.5, les deux énergies seront calculées par les expressions suivantes :

$$E_d = 4(S_{ay}S_{dpi} - S_{dy}S_{api}) \quad (2.6)$$

$$E_{s0} = \frac{S_{api}S_{dpi}}{2} \quad (2.7)$$

Ce qui devient :

$$\xi_0 = \frac{2}{\pi} \frac{S_{ay}S_{dpi} - S_{dy}S_{api}}{S_{api}S_{dpi}} \quad (2.8)$$

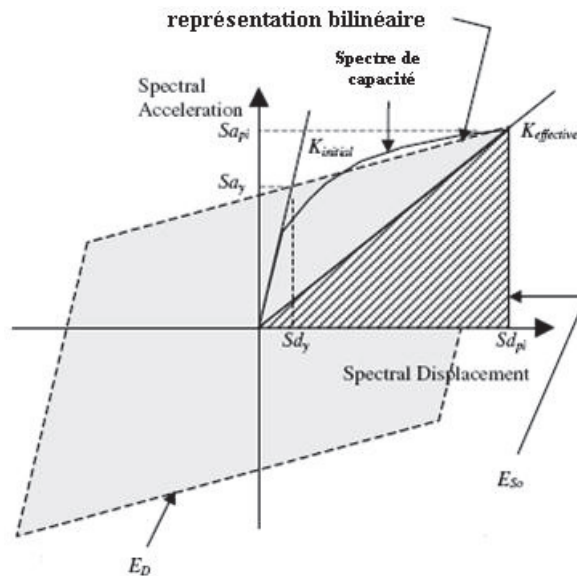


Fig 1.6 Principe de détermination de l'énergie dissipée par l'amortissement et l'énergie des déformations maximales

L'amortissement effectif peut être modifié par le biais d'un coefficient empirique κ . La relation (2.4) a été modifiée sous la forme suivante :

$$\xi_{eff} = \kappa \xi_0 + 0.05 \quad (2.9)$$

Où ξ_{eff} est l'amortissement par hystérésis (sa valeur n'excède pas 45%) et 0.05 est l'amortissement visqueux assumé 5% inhérent à la structure. κ est un facteur de modification pour expliquer le point auquel l'hystérésis réel du bâtiment est bien représenté par le comportement bilinéaire du spectre de capacité (figure 2.7). les paramètres qui conditionnent la sélection de la valeur du coefficient κ sont résumés dans les tableaux 2.1 et 2.2.

Type de structure	ξ_0	κ
Type A	≤ 16.25	1.0
	> 16.25	$1.13 - \frac{0.51(S_{ay}S_{dpi} - S_{dy}S_{api})}{S_{api}S_{dpi}}$
Type B	≤ 25	0.67
	> 25	$\frac{0.446(S_{ay}S_{dpi} - S_{dy}S_{api})}{S_{api}S_{dpi}}$
Type C	-----	0.33

Tableau 1.1. Valeurs de κ en fonction de ξ_0 et type de l'ouvrage

Durée de vie	Ouvrage neuf	Ouvrage existant moyen	Ouvrage existant faible
Courte	Type A	Type B	Type C
Longue	Type B	Type C	Type C

Tableau 1.2. Types des ouvrages en fonction de la durée de vie

Le facteur de modification de l'amortissement κ dépend du comportement par hystérésis du système, caractérisé par l'un des trois types : le type A dénote le comportement par hystérésis stable, le type C représente les boucles sévèrement pincées et/ou dégradées et le type B représente l'état intermédiaire entre les deux types A et C.

6. Construire le nouveau spectre de réponse pour ξ_{eff} obtenu dans l'étape 5.

Pour expliquer l'atténuation, le spectre de réponse doit être réduit, cette réduction s'explique par l'intervention du taux d'amortissement effectif ξ_{eff} .

7. Si $D_j - D_i/D_j \leq 0.05$, le séisme induit une déformation de $D = D_j$. Sinon, $D_i = D_j$ et répétition des pas 4-6. (D_i est le déplacement du premier point d'intersection, D_j est le déplacement du point suivant).

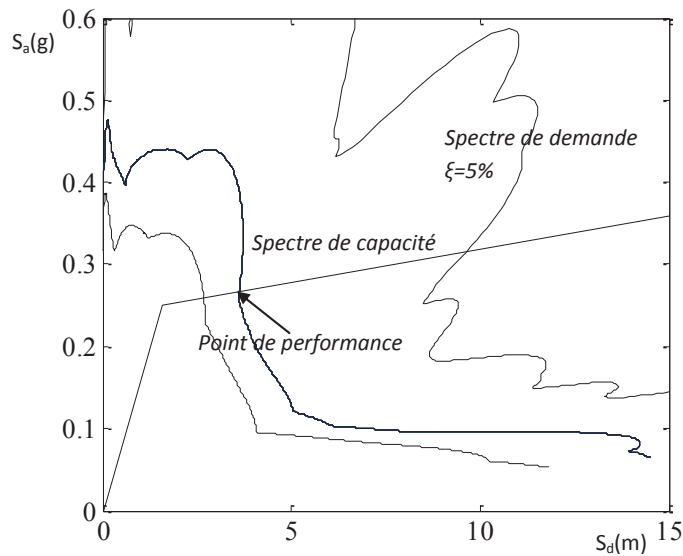


Fig 1.7 Principe de la méthode du spectre de capacité CSM

3. Méthode de la linéarisation équivalente (ELM)

Le concept général de la méthode de la linéarisation équivalente (Equivalent Linearisation Method, ELM) est d'estimer la réponse maximale des systèmes inélastiques par des méthodes d'analyse approximatives dans lesquelles le système non-linéaire est remplacé par un système linéaire en utilisant une période effective T_{eff} , et un amortissement efficace β_{eff} (voir Figure 2.8).

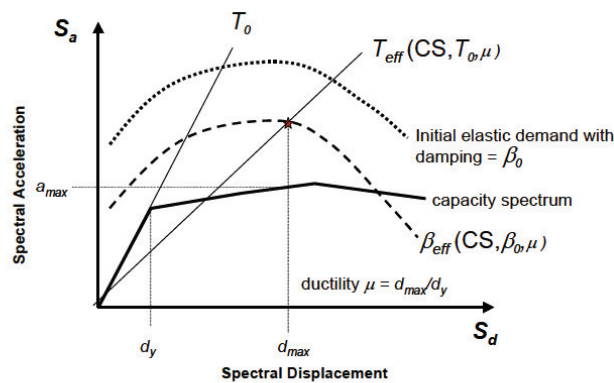


Fig 1.8. Représentation graphique en format ADRS des diagrammes de capacité et de demande

La courbe de capacité représentée dans cette figure en format ADRS est obtenue en utilisant l'analyse Pushover. Les paramètres linéaires effectifs issus du système linéaire sont en fonctions des caractéristiques de la courbe de capacité, la période initiale, l'amortissement et la demande en ductilité μ coresspondant. D'après les recommandations de FEMA-440 (2006), le processus de la méthode ELM est le même que celui de la méthode CSM sauf les paramètres qui sont traités de

façon détaillé dans ce chapitre. Les paramètres effectifs de méthode ELM sont en fonction de la ductilité (définie comme étant le rapport du déplacement maximum et le déplacement de la limite élastique) qui exige une technique itérative ou graphique pour estimer la demande sismique. Enfin, il convient de noter que ces procédures ne peuvent pas être fiables pour des ductilités extrêmement élevées (par exemple, plus de 10 à 12).

3.1. Amortissement effectif

Le taux d'amortissement effectif visqueux est donné pour tous les types de modèles d'hystérésis et les valeurs de rapport d'érouissage (α) par les différentes formulations suivantes:

Pour $1.0 < \mu < 4.0$

$$\beta_{eff} = A(\mu - 1)^2 + B(\mu - 1)^3 + \beta_0 \quad (2.10)$$

Pour $4.0 \leq \mu \leq 6.5$

$$\beta_{eff} = C + D(\mu - 1) + \beta_0 \quad (2.11)$$

Pour $\mu > 6.5$

$$\beta_{eff} = E \left[\frac{F(\mu-1)-1}{[F(\mu-1)]^2} \right] \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 + \beta_0 \quad (2.12)$$

Les coefficients utilisés dans les équations ci-dessus sont présentés dans le tableau 2.3. Il convient de noter que ces coefficients sont fonction des caractéristiques de la courbe de capacité, le modèle d'hystérésis et le rapport d'érouissage.

<i>Model</i>	α (%)	<i>A</i>	<i>B</i>	<i>C</i>	<i>D</i>	<i>E</i>	<i>F</i>
Bilinear hysteretic	0	3.2	-0.66	11	0.12	19	0.73
Bilinear hysteretic	2	3.3	-0.64	9.4	1.1	19	0.42
Bilinear hysteretic	5	4.2	-0.83	10	1.6	22	0.40
Bilinear hysteretic	10	5.1	-1.1	12	1.6	24	0.36
Bilinear hysteretic	20	4.6	-0.99	12	1.1	25	0.37
Stiffness degrading	0	5.1	-1.1	12	1.4	20	0.62
Stiffness degrading	2	5.3	-1.2	11	1.6	20	0.51
Stiffness degrading	5	5.6	-1.3	10	1.8	20	0.38
Stiffness degrading	10	5.3	-1.2	9.2	1.9	21	0.37
Stiffness degrading	20	4.6	-1.0	9.6	1.3	23	0.34
Strength degrading	.3 ^a	5.3	-1.2	14	0.69	24	0.90
Strength degrading	.5 ^a	5.6	-1.3	14	0.61	22	0.90

Tableau 2.3 coefficients utilisés dans les équations 2.10, 2.11 et 2.12

Les équations approximatives suivantes pour l'amortissement effectif ont été optimisées pour toutes les courbes de capacité, indépendamment du modèle d'hystérésis ou du rapport d'érouissage:

Pour $1.0 < \mu < 4.0$

$$\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 + 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0 \quad (2.13)$$

Pour $4.0 \leq \mu \leq 6.5$

$$\beta_{eff} = 14.0 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0 \quad (2.14)$$

Pour $\mu > 6.5$

$$\beta_{eff} = 19 \left[\frac{0.64(\mu-1)-1}{[0.64(\mu-1)]^2} \right] \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 + \beta_0 \quad (2.15)$$

3.2. Période effective

Les valeurs de la période effective pour tous les types de modèles d'hystérésis et les rapports d'écroissements ont la forme suivante:

Pour $1.0 < \mu < 4.0$

$$T_{eff} = [G(\mu - 1)^2 + H(\mu - 1)^3 + 1]T_0 \quad (2.16)$$

Pour $4.0 \leq \mu \leq 6.5$

$$T_{eff} = [I + J(\mu - 1) + 1]T_0 \quad (2.17)$$

Pour $\mu > 6.5$

$$T_{eff} = \left\{ K \left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+L(\mu-2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_0 \quad (2.18)$$

Les coefficients utilisés dans les équations 2.16, 2.17 et 2.18 sont données dans le tableau 2.4, ils sont fonction de caractéristiques du spectre des capacités de l'oscillateur en termes de type d'hystérésis et de rapport d'écroissement α .

Les équations précédentes de la période effective ont été simplifiées pour être utilisées pour tous les spectres des capacités, indépendamment du type de modèle d'hystérésis ou de rapport d'écroissement comme suit:

Pour $1.0 < \mu < 4.0$

$$T_{eff} = [0.20(\mu - 1)^2 + 0.038(\mu - 1)^3 + 1]T_0 \quad (2.19)$$

Pour $4.0 \leq \mu \leq 6.5$

$$T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1]T_0 \quad (2.20)$$

Pour $\mu > 6.5$

$$T_{eff} = \left\{ 0.89 \left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+0.05(\mu-2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_0 \quad (2.21)$$

Ces expressions sont valables que pour $T_0 = 0,2$ à $2,0$ sec.

Model	$\alpha(\%)$	G	H	I	J	K	L
Bilinear hysteretic	0	0.11	-0.017	0.27	0.090	0.57	0.00
Bilinear hysteretic	2	0.10	-0.014	0.17	0.12	0.67	0.02
Bilinear hysteretic	5	0.11	-0.018	0.09	0.14	0.77	0.05
Bilinear hysteretic	10	0.13	-0.022	0.27	0.10	0.87	0.10
Bilinear hysteretic	20	0.10	-0.015	0.17	0.094	0.98	0.20
Stiffness degrading	0	0.17	-0.032	0.10	0.19	0.85	0.00
Stiffness degrading	2	0.18	-0.034	0.22	0.16	0.88	0.02
Stiffness degrading	5	0.18	-0.037	0.15	0.16	0.92	0.05
Stiffness degrading	10	0.17	-0.034	0.26	0.12	0.97	0.10
Stiffness degrading	20	0.13	-0.027	0.11	0.11	1.0	0.20
Strength degrading	-3 ^a	0.18	-0.033	0.17	0.18	0.76	-0.03
Strength degrading	-5 ^a	0.20	-0.038	0.25	0.17	0.71	-0.05

Tableau 1.4 coefficients utilisés dans les équations 2.16, 2.17 et 2.18

3.3. Format ADRS modifié (MADRS)

La méthode du spectre de capacité classique (ATC-40) utilise la période sécante comme la période linéaire effective pour déterminer le déplacement maximum (point de la performance). Les résultats de cette hypothèse (déplacement maximum) se produisant par l'intersection de la courbe de capacité de la structure et une courbe de demande pour un amortissement effectif en format ADRS. Cette procédure est utile pour deux raisons. Premièrement, il fournit à l'ingénieur une visualisation en facilitant la comparaison graphique directe de la capacité et de la demande. Deuxièmement, il existe des stratégies de solutions très efficaces pour la linéarisation équivalente qui reposent sur une représentation graphique de la capacité et de la demande en format MADRS (Modified Acceleration Displacement Response Spectrum). (Voir figure 2.9).

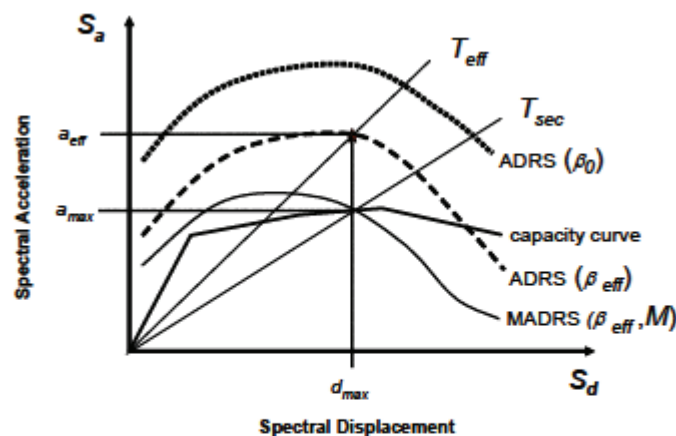


Fig 1.9. Représentation en format MADRS en utilisant la période sécante T_{sec}

L'utilisation des équations de la période effective et de l'amortissement effectif ci-dessus, génèrent un déplacement maximum qui coïncide avec l'intersection de la ligne radiale de la période effective et la demande en format ADRS pour l'amortissement effectif (voir figure 2.9). La période effective de la procédure améliorée, T_{eff} , est généralement plus courte que la période sécante, T_{sec} , définie par le point sur la courbe de capacité correspondant au déplacement maximum, d_{max} . L'accélération effective, a_{eff} , n'a pas de sens puisque l'accélération maximale réelle, a_{max} , doit se trouver sur la courbe de capacité et coïncide avec le déplacement maximum, d_{max} . Nous multiplions les ordonnées de diagramme de demande correspondant à l'amortissement effectif, β_{eff} , par les facteurs de modification de diagramme de demande en format MADRS qui peuvent croiser la courbe de capacité au point de la performance. Étant donné que les valeurs d'accélération sont directement liées aux périodes correspondantes, le facteur de modification peut être calculé comme suit:

$$M = \frac{a_{max}}{a_{eff}} \quad (2.22)$$

$$M = \left(\frac{T_{eff}}{T_{sec}}\right)^2 = \left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 \left(\frac{T_0}{T_{sec}}\right)^2 \quad (2.23)$$

$$\left(\frac{T_0}{T_{sec}}\right)^2 = \frac{1+\alpha(\mu-1)}{\mu} \quad (2.24)$$

4. Réduction spectrale et l'amortissement effectif

La procédure appliquée de la linéarisation équivalente dans la pratique exigent normalement l'utilisation des facteurs de réduction spectrale pour ajuster un spectre de réponse initiale au niveau approprié de l'amortissement effectif, β_{eff} . Ils sont aussi un moyen pratique pour l'amortissement de la fondation. Dans le cas d'amortissement des fondations, la valeur d'amortissement initial, β_0 , pour un modèle structural à base flexible est modifié à partir de la valeur linéaire du modèle structural à base fixe, β_i (par exemple, 5%). Ces facteurs sont fonction de l'amortissement effectif et sont appelés coefficients d'amortissement, $B(\beta_{eff})$. Ils sont utilisés pour ajuster les coordonnées des accélérations spectrales comme suit:

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})} \quad (2.25)$$

Il y a certain nombre d'options de détermination $B(\beta_{eff})$ dans les procédures actuelles. Certaines options sont tracées dans la figure 2.10 en comparant avec l'équation suivante:

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln \beta_{eff}(\%)} \quad (2.26)$$

Cette expression simplifiée est très proche des équations spécifiées dans le NEHRP (National Earthquake Hazards Reduction Program) pour prévisions recommandées des réglementations sismiques pour les nouvelles structures et les structures existantes et l'ATC-40. Il est suggéré que l'équation 2.26 remplace les spécifications actuelles.

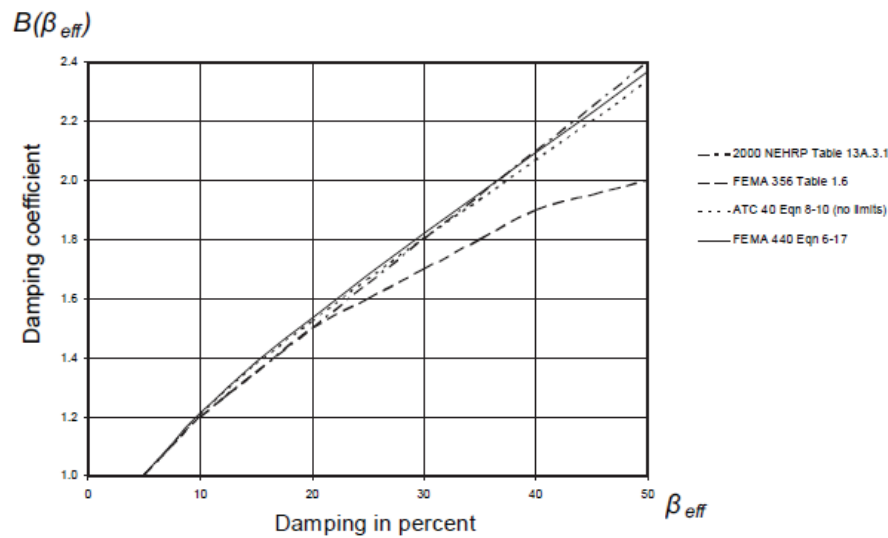


Fig 1.10. Comparaison des coefficients d'amortissement B en fonction d'amortissement effectif en utilisant plusieurs formulations

5. Résumé de la méthode de la linéarisation équivalente

Comme la méthode CSM de l'ATC40, on distingue trois procédures différentes pour estimer la déformation due au tremblement de terre et trouver le point de performance. Toutes ces méthodes sont basées sur les mêmes principes, La procédure A est suggérée dans notre étude car elle demande de l'utilisateur des applications simples et directes.

Cette procédure se compose de:

- 1- Construire le spectre de réponse du séisme à utiliser pour un amortissement initial β_i de 5%.
- 2- Modifier le spectre sélectionné pour être spécifique afin de faire intervenir les effets de l'interaction sol-structure (ISS). Cela implique à la fois la réduction potentielle des ordonnées spectrales pour l'interaction cinématique et une modification dans le système d'amortissement de la valeur initiale, de β_i à β_0 , pour tenir compte l'amortissement de la fondation. Si l'amortissement de la fondation est négligé, $\beta_i = \beta_0$.
- 3- Convertir le spectre sélectionné en format ADRS conformément aux orientations de l'ATC-40. Ce spectre est la demande initiale (voir la figure 2.11).
- 4- Développer la courbe de capacité obtenue par l'analyse Pushover.

- 5- Sélectionner le point de performance initial (accélération maximale, a_{pi} , et le déplacement, d_{pi}). Ce peut être basé sur une approximation d'égalité des déplacements comme indiqué sur la Figure 2.11 ou tout autre point basé sur le jugement technique.
- 6- Développer une représentation bilinéaire du spectre de capacité en conformité avec les procédures de l'ATC-40. Ceci définit la période initiale, T_0 , déplacement de la limite élastique, d_y , et l'accélération de la limite élastique a_y , (voir Figure 2.12). Notez que ces paramètres peuvent varier pour différentes valeurs de a_{pi} et d_{pi} .
- 7- A travers la représentation bilinéaire décrite à l'étape 6, calculer le rapport d'écroûissage α et la ductilité μ en utilisant :

$$\alpha = \frac{\left(\frac{a_{pi}-a_y}{d_{pi}-d_y}\right)}{\left(\frac{a_y}{d_y}\right)} \quad (2.27)$$

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} \quad (2.28)$$

- 8- En utilisant les valeurs calculées du rapport d'écroûissage α , et la ductilité, μ , de septième étape, calculer l'amortissement effectif, β_{eff} correspondant en utilisant les équations (2.10, 2.11 et 2.12). De même façon, calculer la période effective correspondante, T_{eff} , en utilisant les équations (2.16, 2.17 et 2.18). Après cette étape, certaines options sont disponibles pour pouvoir calculer une solution unique.

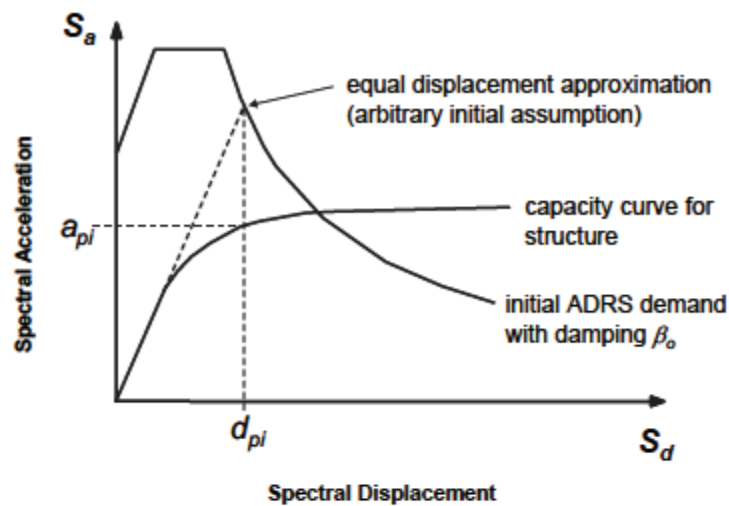


Fig 1.11. Capacité et demande en format ADRS initial

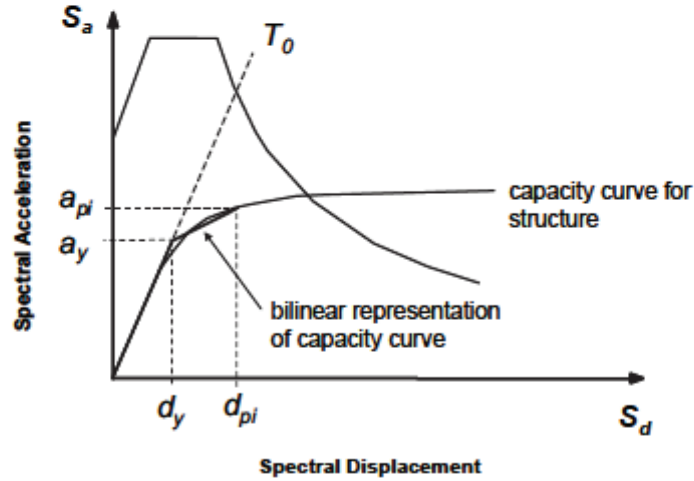


Fig 1.12. Représentation bilinéaire du spectre de capacité

5.1. Procédure A (Itération Directe)

Dans cette procédure, l'itération se fait pour converger directement sur un point de performance. Les spectres ADRS générés pour les différentes valeurs de l'amortissement effectif ne sont pas modifiés à croiser le spectre de capacité, comme indiqué précédemment.

- 9- Utiliser l'amortissement effectif déterminée à l'étape 8 pour ajuster le spectre initial ADRS au β_{eff} .
- 10- Déterminer le déplacement maximum calculé à l'étape précédente, d_i , en utilisant l'intersection de la ligne radiale de la période effective, T_{eff} , avec les ADRS pour β_{eff} . L'accélération maximale estimée, a_i , est celle correspondant à d_i sur la courbe des capacités (voir Figure 2.13).
- 11- Comparer le déplacement maximum calculé, d_i , avec le déplacement initial (ou précédent). S'il y a pas d'erreurs, donc, d_i est le déplacement du point de performance, sinon répéter les étapes de 5 à 11 en utilisant les nouveaux d_i et a_i .

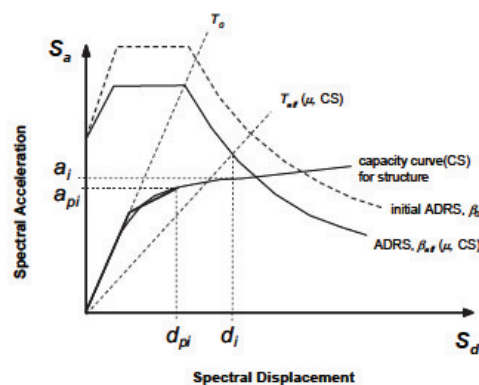


Fig 1.13. Détermination du déplacement maximum par la procédure A (Itération directe)

5.2. Procédure B (Intersection avec MADRS)

Dans cette procédure, le point de la performance est défini comme l'intersection du spectre de capacité avec le spectre de demande en format MADRS.

9. Utiliser l'amortissement effectif déterminée à l'étape 8 pour ajuster le spectre initial ADRS au β_{eff} .
10. Multiplier seulement les coordonnées d'accélération de spectre de demande en format ADRS pour β_{eff} par le facteur de modification, M , déterminée en utilisant la période effective T_{eff} , pour générer le spectre de demande en format MADRS.
11. Déterminer l'accélération maximale a_i et le déplacement maximum d_i par l'intersection de spectre de demande MADRS avec le spectre de capacité (voir Figure 2.14).
12. Comparer le déplacement maximum calculé, d_i , avec le déplacement initiale (ou précédent). S'il y a pas d'erreurs, donc, d_i est le déplacement du point de performance, sinon répéter les étapes de 5 à 11 en utilisant les nouveaux d_i et a_i .

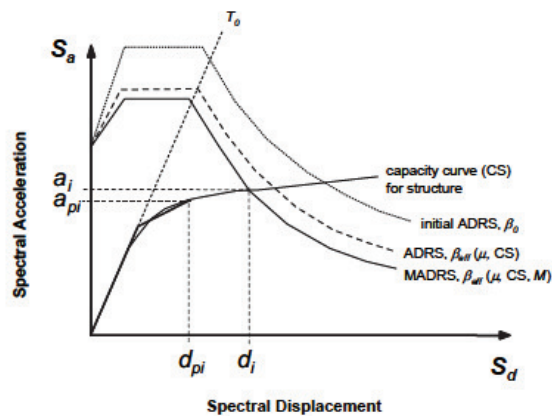


Fig 1.14. Détermination du déplacement maximum par la procédure B (Intersection de spectre de capacité avec le MADRS)

CHAPITRE 2

INTERACTION SOL STRUCTURE

Chapitre 2

Interaction Sol - Structure (ISS)

1. Introduction

Les efforts, provenant des 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**.

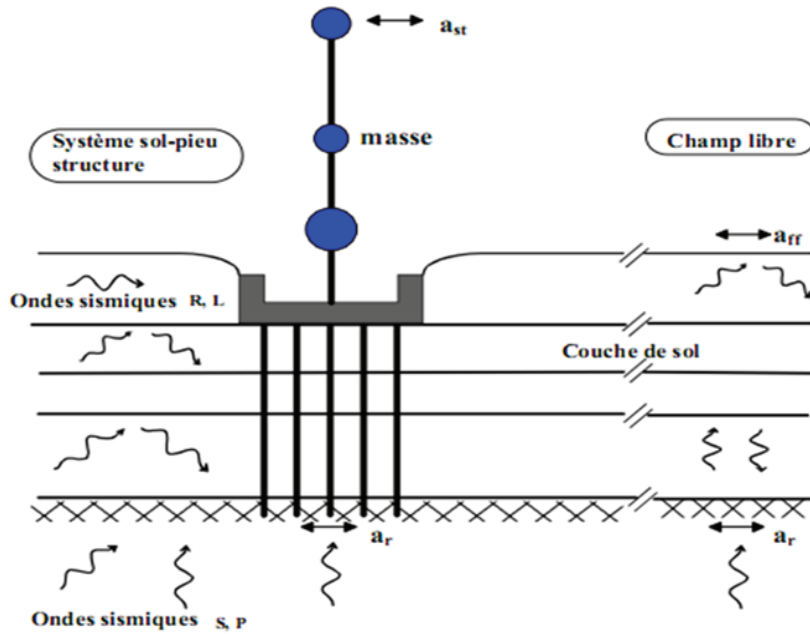


Figure 2.1. Illustration de l'ISS

La figure 2.1 illustre l'aspect fondamental de l'interaction; cet aspect est présenté ici dans le cas d'une fondation sur pieux, partiellement enterrée dans le sol, mais les conclusions restent applicables à tout type de fondation. Loin de la fondation, dans une région dénommée le *champ libre*, les couches de sol sont traversées par des ondes sismiques dont la nature peut être complexe on y rencontre des ondes de volume, compression (**P**) et cisaillement (**S**), des ondes de surface (Rayleigh, Love, Stoneley). 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. Généralement, à tort, le terme interaction sol-structure ne désigne dans l'esprit des ingénieurs que la part inertielle; il convient de garder à l'esprit que l'interaction cinématique peut dans certaines configurations être significative, même si parfois elle peut être négligée.

2. Interaction sol-structure (ISS)

L'interaction entre le sol et les structures est étudiée depuis le 18ème siècle (Linger 1972). Les premières études se concentrèrent sur la détermination de la pression latérale des terres contre les murs (Heyman 1972). Plus récemment, des recherches ont été effectuées sur l'influence de la rigidité des conduites enterrées sur la pression des terres à considérer lors de leur dimensionnement (Linger 1972) et par la suite, de la même manière, pour les tranchées couvertes (Tisa et Kovári 1993 ; Kovári et Tisa 1998 ; Plumey et al. 2006 et Plumey 2007). Ces études ont montré la complexité de l'interaction sol-structure et la nécessité de considérer les propriétés spécifiques du sol ainsi que celle concernant la géométrie et la rigidité de la structure pour déterminer correctement la pression des terres ainsi que le comportement global du système.

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

- Chargement inertielle
- Chargement cinématique

L'importance de ces chargements dépend des caractéristiques de la fondation ainsi que de la nature des ondes sismiques. Le terme générique englobant ces deux phénomènes est appelé Interaction Sol-Structure (ISS). Cependant le plus souvent les ingénieurs emploient ce terme pour désigner le chargement inertielle en ignorant la part du au chargement cinématique. Cela provient du fait que :

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

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

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

Le moyen le plus radical pour s'affranchir du problème de l'ISS est de considérer que l'ouvrage que l'on cherche à dimensionner est parfaitement encastré dans le sol, cette hypothèse est d'autant plus valable que le sol de fondation est peu déformable vis-à-vis de la structure. Les ponts courants, réguliers et faisant l'objet des méthodes de calcul simplifiées sont en général considérés comme parfaitement encastrés dans le sol de fondation.

2.1. Effets de l'ISS

En général, l'ISS entraîne :

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

Pour la majorité des structures usuelles de bâtiments, les effets de l'ISS ont tendances à être bénéfiques puisqu'ils réduisent les moments fléchissant et les efforts tranchants dans les différents éléments de la structure.

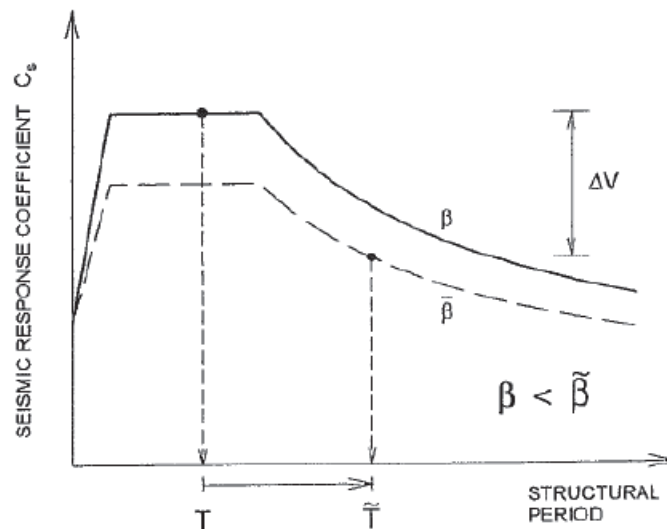


Figure 2.2. Lecture spectrale montrant les effets de la prise en compte de l'ISS

La prise en compte de l'ISS permet en général une réduction des sollicitations par une dissipation au niveau du sol et par une lecture spectrale plus favorable. En effet, on peut voir sur la Figure 2 que la prise en compte de l'ISS permet d'augmenter la période propre d'oscillation de la structure ce qui dans la plupart des cas diminue la valeur de la réponse sismique. De plus, sur cette même figure on peut voir qu'avec un amortissement plus important la réponse est également plus faible.

Les effets favorables correspondent en moyenne à une réduction de la réponse de 10 à 12% et à une aggravation de quelques pour cent lorsqu'ils agissent dans un sens défavorable.

2.2. Effets de l'ISS (FEMA-440)

Cette section présente la procédure simplifiée pour la prise en compte des effets d'interaction sol structure d'après la réglementation FEMA 440 (2006). La méthode présentée dans ce document est conçue pour être incluse lors des analyses non-linéaires statiques. On prend en compte:

- l'introduction de flexibilité du système sol-structure.
- les effets de filtrage sur le signal sismique transmis à la structure (interaction cinématique).
- la dissipation d'énergie causée par la radiation des ondes de l'interface vers l'infini et l'amortissement hystérétique du sol (amortissement de la fondation).

Certaines réglementations, notamment le FEMA 440 (2006), ont incorporé des propositions pour la prise en compte de la flexibilité du sol. Ces propositions restent limitées parce qu'elles ne prennent pas en compte les effets sur la modification du signal sismique ou l'amortissement induit par la fondation.

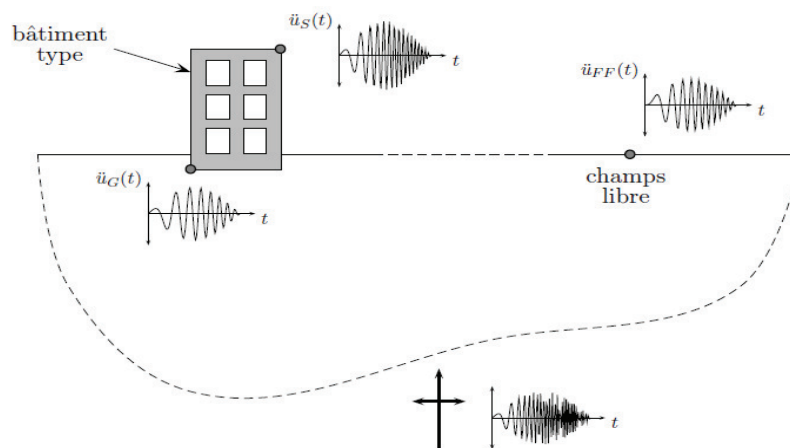


Figure 2.3. Bâtiment soumis à un séisme

L'analyse dynamique classique des ponts suppose une structure de base fixe excitée par le signal sismique de champs libre $\ddot{u}_{FF}(t)$ sur la figure 3. Ce mouvement de champs libre est le mouvement sismique trouvé dans un point de la surface du sol suffisamment loin de tout ouvrage.

L'hypothèse d'une base fixe peut être très incorrecte pour des bâtiments spécialement sensibles aux rotations ou translations de leur fondation.

Parmi les méthodes prenant en compte la flexibilité du sol, la procédure la plus répandue est la méthode de Winkler (lits de ressorts). L'emploi de cette méthode avec le signal du champ libre conduit en général à une évaluation plus précise du comportement le plus probable d'une structure pendant un séisme.

Dans le cas général, les effets d'interaction cinématique peuvent modifier significativement le signal de champs libre. On peut identifier deux phénomènes: l'effet de moyenne sur la fondation et les effets de profondeur. Le mouvement sur chaque point de la surface n'est pas exactement le même, donc le vrai mouvement subit par la fondation de la structure correspond à une certaine moyenne sur tous les points sur lesquels elle est placée. Avec la profondeur le mouvement sismique a tendance à diminuer.

Si la fondation est enterrée, une variation du mouvement avec la profondeur apparaît. Les analyses montrent que ces effets sont très dépendants de la période et ils sont plus significatifs pour des périodes fondamentales courtes. Ces deux effets peuvent être idéalisés comme un filtre sur le signal de champs libre qui produit le mouvement effectif sur la fondation.

Les effets d'amortissement de la fondation apparaissent à cause des déplacements relatifs entre la fondation de la structure et la portion du sol qui l'entoure. L'amortissement additionnel est expliqué par l'énergie rayonnée de l'interface sol-structure vers le sol et par l'amortissement matériel du sol. Cet amortissement fait diminuer les ordonnées spectrales du spectre de demande sismique du signal arrivant sur la structure. Le FEMA 440, propose la combinaison de l'amortissement de la fondation avec celui de la structure pour l'obtention d'un amortissement global corrigé. La prise en compte des effets d'interaction sol-structure sur la méthode d'analyse non-linéaire statique est présentée de façon schématique sur la figure 3.

Les détails et les options pour la prise en compte des effets d'interaction sol-structure sont traités par la suite.

- Calcul de la période fondamentale de la structure à base fixe T .
- Calcul d'une période de base flexible \hat{T} approchée (ex. lits de ressorts).
- Incorporation de l'amortissement de la fondation β_{eff} dû à la radiation du système :

$$\beta_0 = \beta_f + \beta_i \quad (1)$$

- Correction des ordonnées spectrales du séisme du champs libre pour la prise en compte de l'amortissement par radiation (*FIM*).

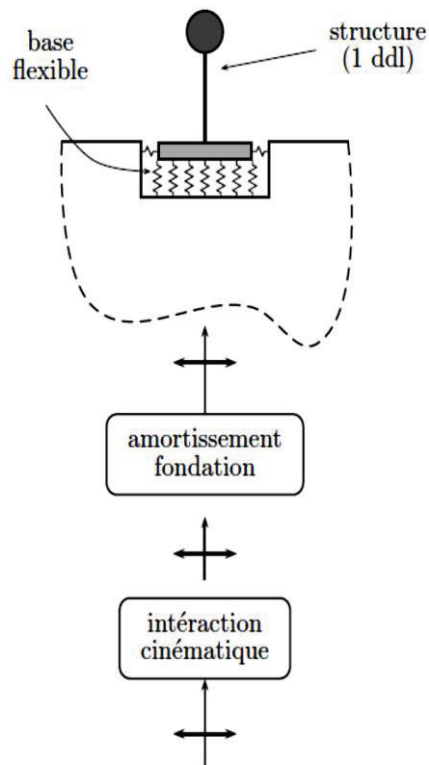


Figure 2.4. Incorporation des effets d'interaction sol-structure

2.2.1. Effets cinématiques.

Les effets d'interaction sol-structure cinématique peuvent être importants pour des périodes courtes ($< 0.5s$), pour des fondations de taille importante (en surface) ou pour des fondations enterrées de plus de 3m.

On calcule un facteur de modification RRS sur le spectre de réponse du mouvement sismique au champ libre:

1. Calcul de la taille effective de la fondation b_e :

$$b_e = \sqrt{ab} \quad (2)$$

Où a et b sont les mesures globales.

2. Evaluation de la modification par effet de moyenne RRS_{bsa} :

$$RRS_{bsa} = 1 - \frac{1}{14100} \left(\frac{b_e}{T} \right)^{1.2} \geq \text{que la valeur pour } T=0.2 \quad (3)$$

3. Evaluation de la modification par effet de profondeur RRS_e :

$$RRS_e = \cos \left(\frac{2\pi e}{T n v_s} \right) \geq \text{que le maximum entre 0.453 et la valeur pour } T = 0.2 \quad (4)$$

Où e est la profondeur de la fondation en pieds, v_s la vitesse de l'onde de cisaillement sous la fondation en f_t/s et n est un facteur de réduction en fonction de l'accélération maximale à la surface PGA (tableau 1).

4. Calcul du facteur de modification total RRS:

$$RRS = RRS_{bsa} \times RRS_e \quad (5)$$

Pour chaque période T . Ce facteur est appliqué directement aux ordonnées du spectre de réponse du signal de champs libre.

<i>PGA</i>	0.10	0.15	0.20	0.30
<i>n</i>	0.90	0.80	0.70	0.65

Tableau 2.1. Facteur de modification

2.2.2. Amortissement de la fondation.

Si l'amortissement de la structure de base fixe est noté par β_i (normalement 5%) et l'amortissement du aux effets d'interaction sol-structure par β_f , on calcule un amortissement global qui prend en compte l'amortissement de la fondation β_0 . La variation de β_i à β_0 modifie le spectre de réponse élastique. Les ordonnées du spectre sont modifiées seulement si $\beta_0 > \beta_i$.

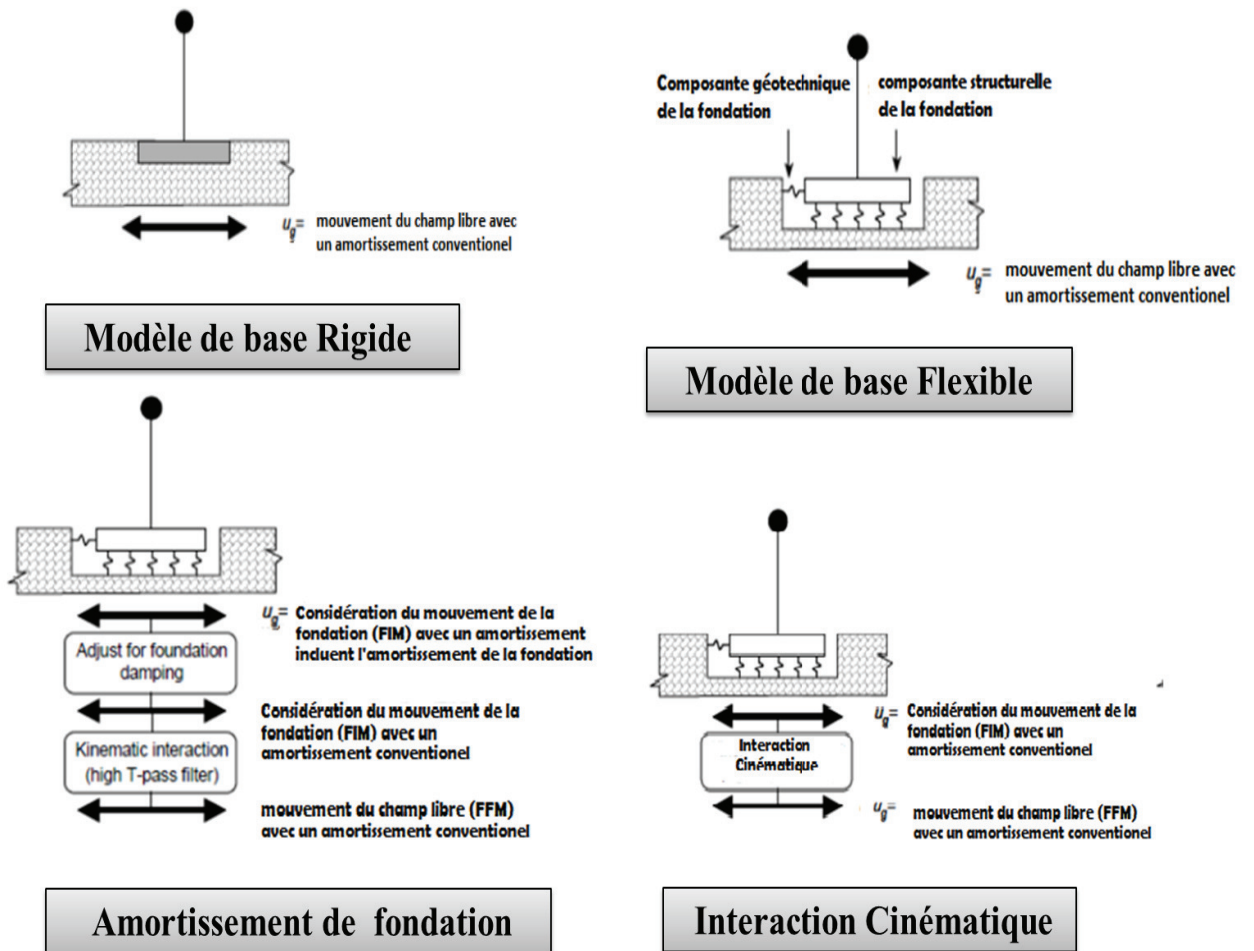


Figure 2.5. Modèles des fondations (FEMA 440)

1. Evaluation de la période fondamentale de la structure à base fixe T et à base flexible \hat{T} , par exemple avec un modèle de lits de ressorts.
2. Calcul de la rigidité effective de base fixe k_{fix}^*

$$k_{fix}^* = M^* \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 \quad (5)$$

Où M^* est la masse effective correspondante au premier mode propre de base fixe.

3. Calcul du rayon équivalent de la fondation r_u

$$r_u = \sqrt{\frac{A_f}{\pi}} \quad (6)$$

Où A_f est l'aire de la fondation.

4. Evaluation de la rigidité en translation de la fondation k_x , par exemple avec:

$$k_x = \frac{8}{2-\nu} G r_u \quad (7)$$

Où G est le module de cisaillement et ν le module de Poisson du sol.

5. Calcul de rayon équivalent pour la rotation r_θ selon:

$$k_\theta = \frac{k_{fix}^* (h^*)^2}{\left(\frac{\hat{T}}{T}\right)^2 - 1 - \frac{k_{fix}^*}{k_x}} \quad (8)$$

$$r_\theta = \left(\frac{3(1-\nu)k_\theta}{8G}\right)^{1/3} \quad (9)$$

Où k_θ est la rigidité à la rotation de la fondation et h^* est la hauteur effective de la structure.

6. Evaluation de l'incrément de la période fondamentale effective :

$$\frac{\hat{T}_{eff}}{T_{eff}} = \left[1 + \frac{1}{\mu} \left(\left(\frac{\hat{T}}{T}\right)^2 - 1\right)\right]^{0.5} \quad (10)$$

Où μ est la demande de ductilité attendue. Cette valeur doit être vérifiée à la fin de calcul.

7. Calcul de l'amortissement de la fondation :

$$\beta_{eff} = a_1 \left(\frac{\hat{T}_{eff}}{T_{eff}} - 1\right) + a_2 \left(\frac{\hat{T}_{eff}}{T_{eff}} - 1\right)^2 \quad (11)$$

Où β_{eff} est en pourcentage et

$$a_1 = c_c \exp\left(4.7 - 1.6 \frac{h}{r_\theta}\right) \quad (12)$$

$$a_2 = c_c \left(25 \log \frac{h}{r_\theta} - 16\right) \quad (13)$$

$$c_c = 1.5 \frac{e}{r_u} + 1 \quad (14)$$

Les expressions précédentes sont conservatives pour les valeurs de $\frac{\hat{T}_{eff}}{T_{eff}} > 1.5$

8. Evaluation de l'amortissement globale β_0

$$\beta_0 = \beta_f + \frac{\beta_i}{\left(\frac{T_{eff}}{T_{eff}}\right)^3} \quad (15)$$

9. Calcul du spectre de réponse sismique avec l'amortissement β_0 au lieu de β_i . Si les effets cinématiques sont pris en compte, les ordonnées du spectres doivent etres corrigées par le facteur RRS.

CHAPITRE 3

APPPLICATIONS ET

INTERPRETATION DES

RESULTATS

Chapitre 3

Applications et Interprétation des Résultats

1. Introduction

Dans ce travail, nous allons étudier deux piles de pont en béton armé (avec et sans effets de l'interaction sol-structure), en vue de ses analyses sismiques. Les logiciels d'éléments finis permettent d'évaluer la vulnérabilité des ouvrages vis-à-vis des séismes, c'est une procédure relativement longue et complexe. Pour les nouveaux ouvrages une méthode élastique comme celles des forces équivalentes ou du spectre de réponse convient parfaitement car un dimensionnement en capacité ou même souvent une bonne conception (régularité de l'ouvrage) suffit. De plus, le coût engendré par une modélisation non linéaire n'est pas négligeable. Pour les ponts existants, lorsqu'on a besoin de faire une étude approfondie du comportement au séisme, une modélisation s'impose pour obtenir la capacité totale des piles face à un séisme et le niveau de dommage en fonction des sollicitations. Pour ce faire, deux solutions sont possibles :

- Soit de réaliser un calcul par la procédure statique non linéaire.
- Soit d'effectuer un calcul non linéaire dynamique (temporel).

Dans ce chapitre, une application de la méthode de la linéarisation équivalente (ELM) sera réalisée sur un ensemble de 2 piles (avec et sans effets de l'ISS), pour prendre une perspicacité au sujet des avantages de ce procédé d'évaluation de la capacité à dissiper de l'énergie.

2. Hypothèses tu travail

2.1. Programmes utilisés

L'analyse statique non-linéaire (Pushover), peut être exécutée directement par des programmes comme SAP2000, DRAIN-2DX, IDARC etc. dans ce cas l'analyse passe par plusieurs étapes : modélisation, définition du modèle de chargement, définition des paramètres de non-linéarité, etc.

Le programme utilisé dans le cadre de notre travail pour l'analyse statique non linéaire est le programme SAP 2000 V14, l'analyse Push-over offerte par ce programme est très puissante. Dans le programme SAP 2000 toutes les propriétés non linéaires définissant l'endommagement éventuel de la structure sous l'effet des forces dues au tremblement de terre sont représentées dans les rotules plastiques.

Response2000 «Reinforced Concret Sectional Analysis version 1.0.5», est un programme d'analyse non linéaire des sections en béton armé. Développé à l'université de Toronto, CANADA, par Evan Bentz dans un projet dirigé par le professeur Michael P.Collins en septembre 2001.

Response2000 permet à l'ingénieur d'examiner le comportement des sections des éléments structuraux (poutre, colonne) soumis aux combinaisons arbitraires de l'effort normal, du moment et de l'effort tranchant.

2.2. Lois de comportement (Modèle Elasto Plastique Bilinéaire)

Le comportement non linéaire d'un élément structural est représenté par la courbe ci-dessous, cette courbe exprime le comportement par le développement des rotules plastiques dans les éléments.

Le modèle de comportement non linéaire doit être capable de reproduire fidèlement les réponses non linéaires observées sur les ouvrages dans le domaine post élastique.

La figure 1 schématise le modèle élasto-plastique bilinéaire qui n'est qu'une représentation simplifiée du comportement d'une structure à un seul degré de liberté soumise à un chargement cyclique.

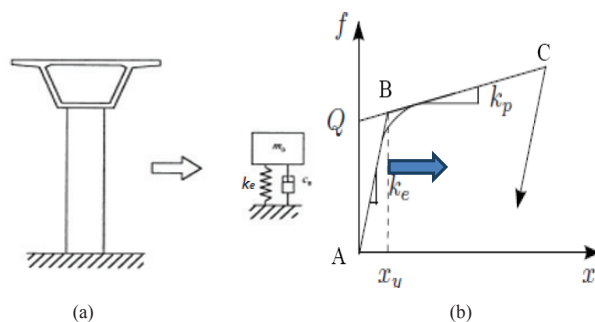


Figure 3.1. (a) Système à 1DDL, (b) Modèle du comportement bilinéaire

Dans la figure 1.b, le point A correspond à l'état déchargé, le point B représente le comportement de l'élément dans l'état élastique et le point C représente l'état ultime.

La droite BC présente une pente α prise comme écrouissage total. Au-delà de point C, la résistance aux charges latérales est habituellement incertaine et ne permet aux éléments que de soutenir les charges de pesanteur.

3. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage étudié est un pont qui se situe dans la wilaya de Chlef. Il est constitué de quatre travées de 33.40m pour celles du centre et deux travées de rive 25.00 m. Le tablier à 10 m de largeur et est béton armé avec une épaisseur 20 cm (Figure 2). Il repose sur 6 poutres en béton précontraint qui reposent sur des appareils d'appui en élastomère.

Les piles de sections circulaires de 1.20 m de diamètre ont des hauteurs de 7.00 m et 8.00 m (Figure 3). Le ferrailage des armatures longitudinales sont de 24 T 25, le ferrailage transversal, sont des cerces de diamètre T12 avec un espacement de 15 cm. L'ouvrage représente une symétrie longitudinale et transversale et une régularité appropriée.

Le pont appartient au groupe d'usage 2 (RPOA2008), il est implanté dans une zone de forte sismicité (Zone III) et sur un site meuble S3.

Zone sismique	Groupe d'usage	Site
III	2	S3

Tableau 3.1. Données sur le site et groupe d'usage de l'ouvrage.

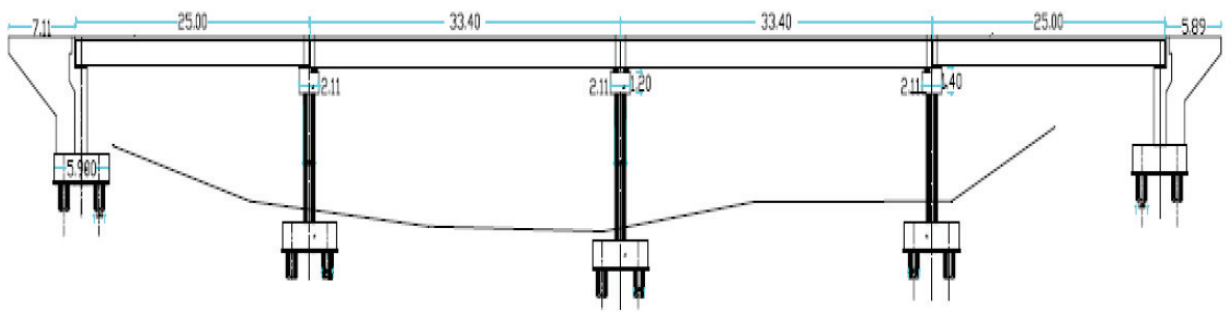


Figure 3.2. Plan d'ensemble.

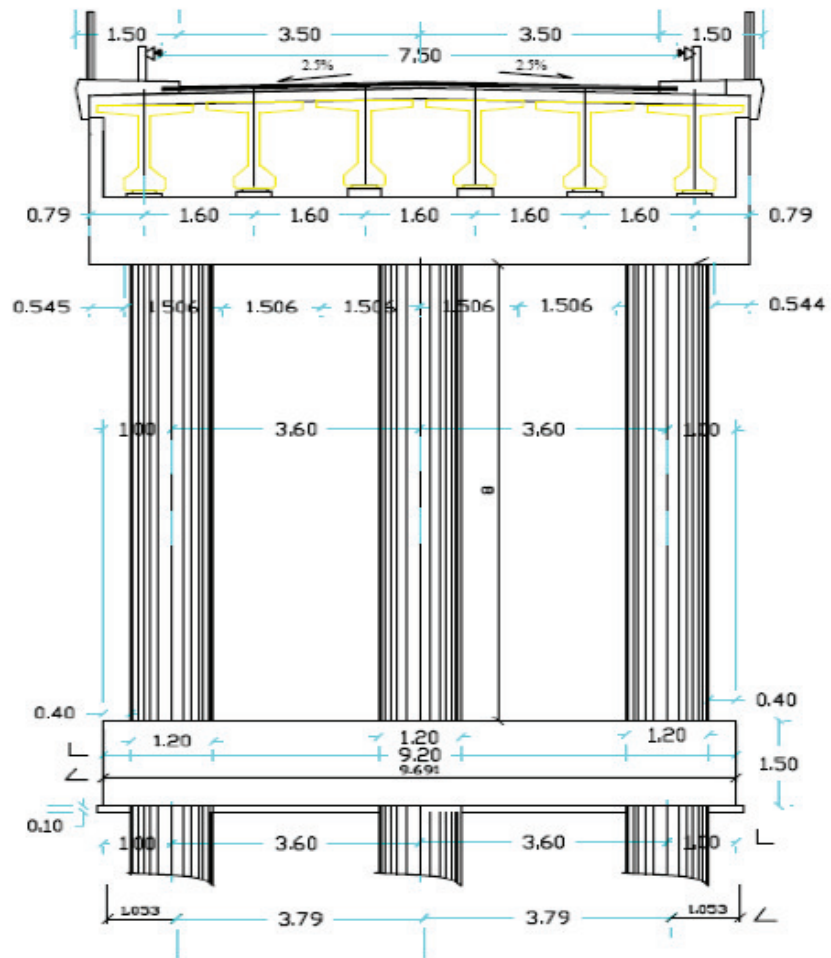


Figure 3.3 Coupe transversale de la pile (hauteur 8m).

3.1. Caractéristiques des matériaux

Les tableaux (2) et (3) représentent les caractéristiques des matériaux de notre application.

Acier					
f_y (MPa)	f_u (Mpa)	E_s (Mpa)	ϵ_s (10-3)	ρ_s (t/m ³)	ν
435	500	200000	10	7.8	0.3

Tableau 3.2. Caractéristiques des matériaux (Acier).

Béton				
F_c (MPa)	ϵ_u (10-3)	E_c (Mpa)	ρ_b (t/m3)	ν
27	3.5	32300	2.5	0.2

Tableau 3.3 Caractéristiques des matériaux (Béton).

- f_y : Limite élastique d'acier.
- f_u : Limite ultime d'acier.
- E_s : Module de Yong d'acier.
- ρ_s : Poids volumique d'acier.
- ϵ_s : Déformation ultime d'acier.
- F_c : Résistance de béton à la compression.
- ϵ_u : Déformation ultime de béton.
- E_c : Module de Yong de béton.
- ρ_b : Poids volumique de béton.
- ν : Coefficient de poisson.

3.2. Caractéristiques géométriques

Le tableau (4) présente les dimensions des sections des piles.

Elément	b(m)	h(m)	d(m)	A (m ²)	I (m ⁴)	A_s (mm ²)	d_b (mm)
Chevêtre	1,2	2,1	-	2,52	0,3038	21604	25
futs	-	-	1,2	1,13	0,0994	11784	25

Tableau 3.4. Dimensions des sections des piles.

Les résultats de l'analyse non linéaire des sections (M- Φ) obtenus par Response2000 sont représentés ci-dessous pour les deux différentes sections (Chevêtre, fûts).

➤ Fûts

La figure (4) représente (M- Φ) des sections des fûts :

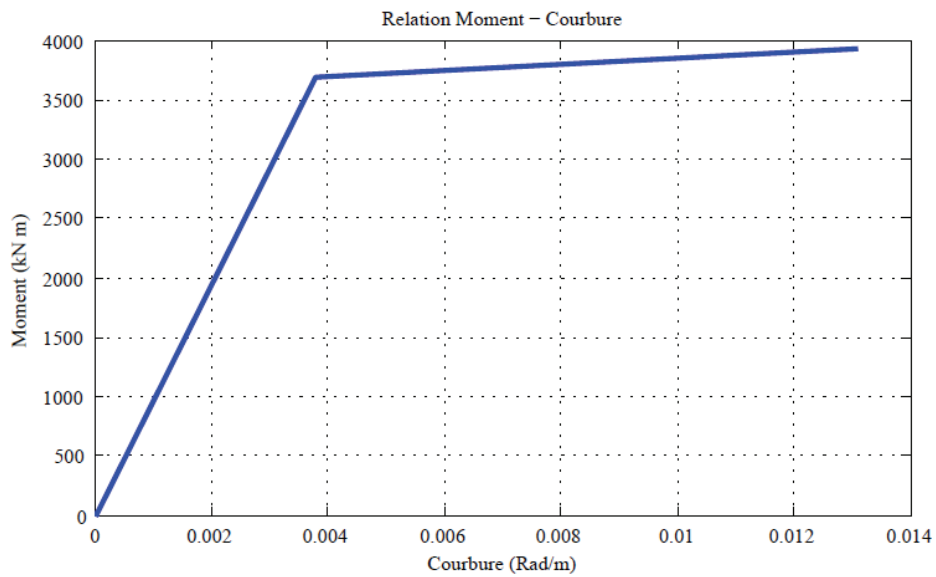


Figure 3.4. Diagramme (Moment – Courbure) des fûts.

➤ Chevêtre

La figure (5) représente (M- Φ) de sections du chevêtre :

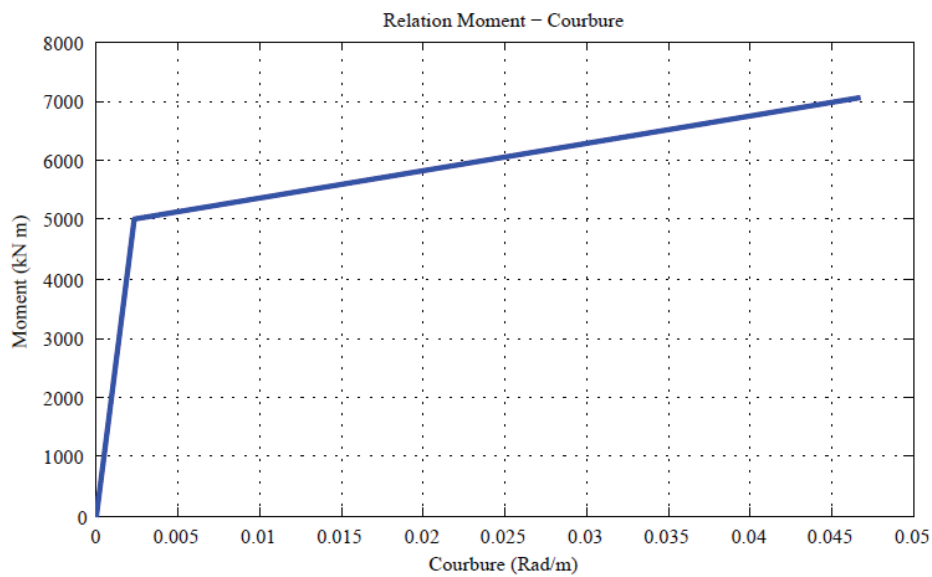


Figure 3.5 Diagramme 'Moment – Courbure' du chevêtre.

4. Evaluation des demandes sismique

4.1. Système conventionnel (sans ISS)

Une analyse correcte est le résultat d'une modélisation précise et représentative, actuellement la modélisation est devenue moins compliquée qu'auparavant surtout avec le développement rapide de l'informatique et la disponibilité des logiciels de modélisation et de calcul très performants. La demande en déplacement inélastique est définie comme étant un déplacement cible représentant une demande globale maximale probable de la structure une fois sollicitée par un séisme donné. L'évaluation précise du déplacement cible est associée à l'objectif spécifique de la performance. La demande maximale de déplacement des structures peut être calculée 'exactement' par une analyse dynamique non linéaire. Cependant, la complexité et la difficulté d'évaluation des performances sismiques, nous ramène à l'utilisation des méthodes statiques non linéaires.

Aussi, dans cette partie, l'évaluation des demandes sismiques sera faite en utilisant la procédure A de la méthode de la linéarisation équivalente (ELM) de FEMA-400, et nous analysons le comportement des piles, pour prendre une perspicacité au sujet des avantages des effets de l'interaction sol-structure.

4.2. Excitations sismiques spectre du RPOA

L'accélération spectrale du spectre élastique horizontal est donnée par la formule ci-dessous. Le spectre de réponse élastique (S_{ae}) pour les deux composantes horizontales est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage par :

$$S_{ae}(T, \xi)_{(m/s^2)} \begin{cases} AgS \left(1 + \frac{T}{T_1} (2,5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta AgS \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3,0s \end{cases}$$

g : accélération de la pesanteur (9,81 m/s²)

T_b, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

S : coefficient de site

A : Coefficient d'accélération

η : facteur de correction de l'amortissement ($\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)}$)

ξ : taux d'amortissement

4.3. Applications (Sans effets ISS)

- 1- Construire le spectre de réponse du séisme à utiliser pour un amortissement initial $\beta_i = 5\%$.

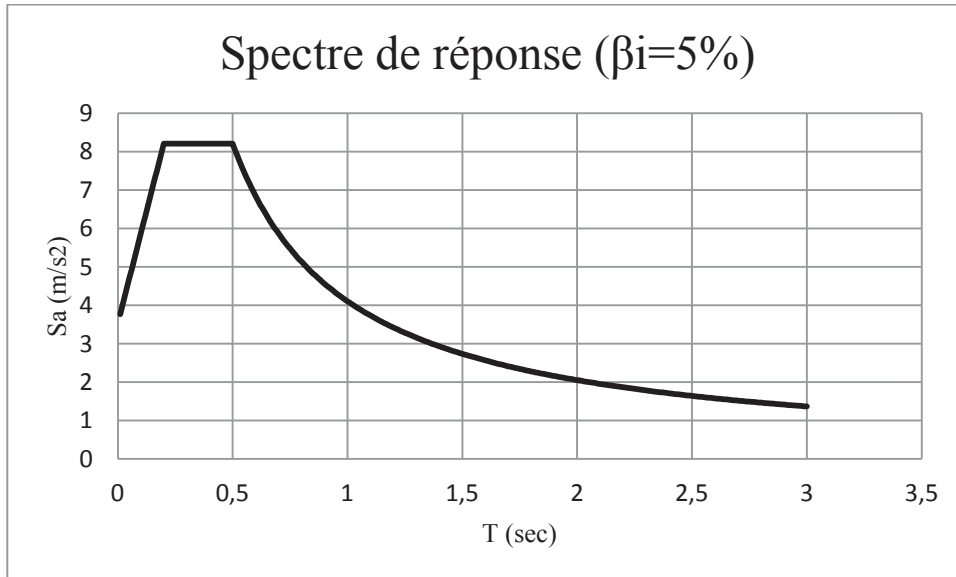


Figure 3.6. Spectre de réponse élastique – composante horizontale - $\beta_i = 5\%$.

- 2- Modifier le spectre sélectionné pour être spécifique afin de faire intervenir les effets de l'interaction sol-structure (ISS). $\beta_i = \beta_0$ (les effets d'interaction sol-structure n'interviennent pas dans le calcul).
- 3- Convertir le spectre sélectionné en format ADRS conformément aux orientations de l'ATC-40. Ce spectre est la demande initiale.

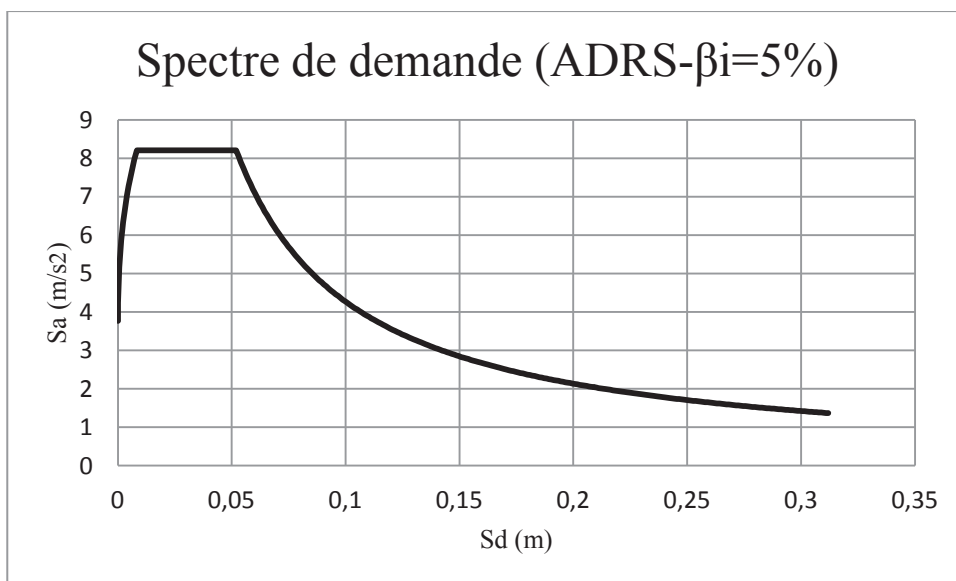


Figure 3.7. Spectre de demande (ADRS Initial) - $\beta_i = 5\%$.

- 4- Développer la courbe de capacité obtenue par l'analyse Pushover et son spectre de demande en format ADRS.

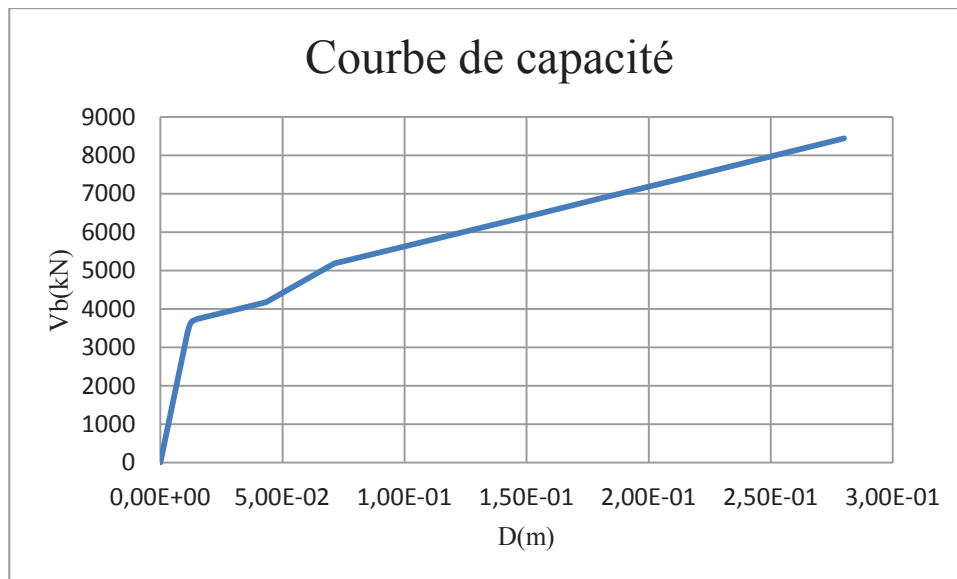


Figure 3.8. Courbe de capacité (h=8m).

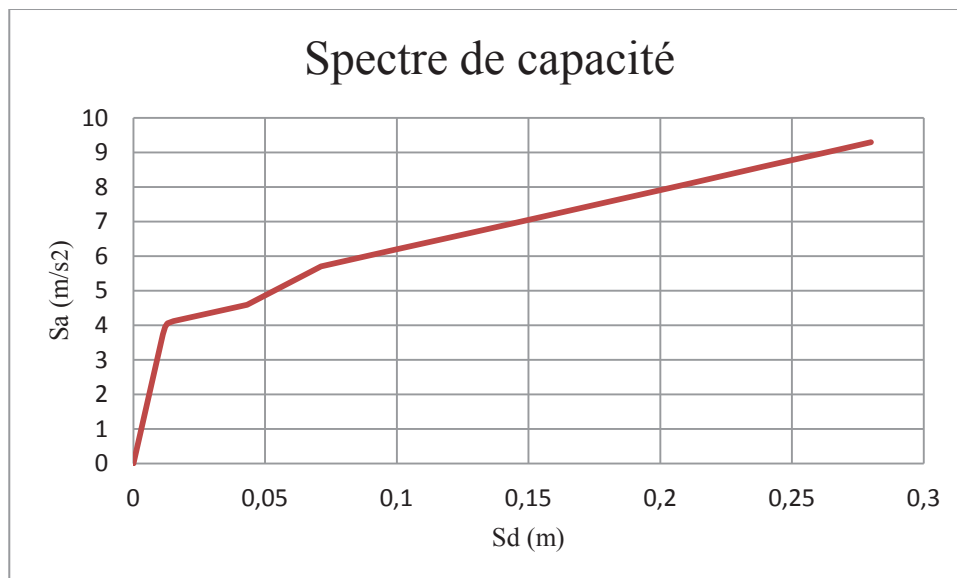


Figure 3.9. Courbe de capacité (ADRS).

- 5- Sélectionner le point de performance initial (accélération maximale, a_{pi} , et le déplacement, d_{pi}).

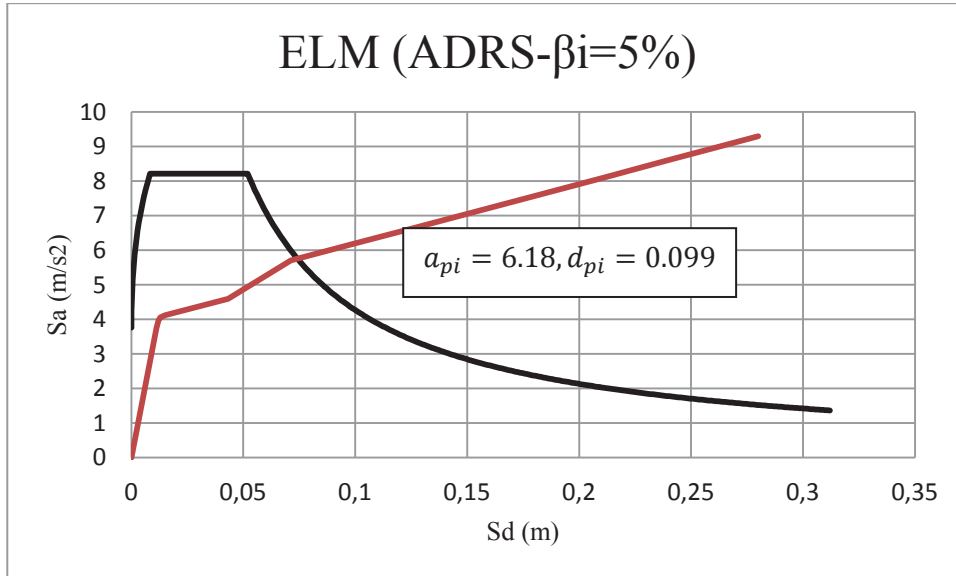


Figure 3.10. ELM (ADRS Initial).

- 6- Développer une représentation bilinéaire du spectre de capacité en conformité avec les procédures de l'ATC-40. Ceci définit la période initiale, T_0 , déplacement de la limite élastique, d_y , et l'accélération de la limite élastique a_y . Notez que ces paramètres peuvent varier pour différentes valeurs de a_{pi} et d_{pi} .

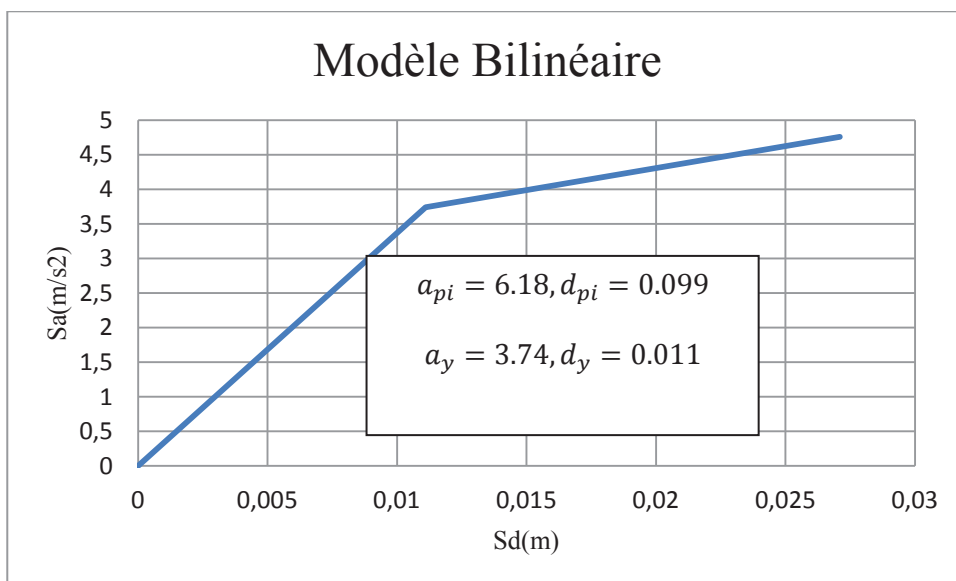


Figure 3.11. Modèle bilinéaire.

7- le rapport d'écroutissement α et la ductilité μ :

$$\alpha = 5\%$$

$$\mu = 9$$

8- Amortissement effectif, β_{eff} et la période effective correspondante, T_{eff} .

$$T_{eff} = \left\{ 0.77 \left[\sqrt{\frac{(9-1)}{1+0.05(9-2)}} - 1 \right] + 1 \right\} 0.33 = 0.69 \text{sec}$$

$$\beta_{eff} = 22 \left[\frac{0.4(9-1) - 1}{[0.4(9-1)]^2} \right] \left(\frac{0.69}{0.33} \right)^2 + 0.05 = 20.63\%$$

9- Utiliser l'amortissement effectif déterminée à l'étape 8 pour ajuster le spectre initial ADRS au β_{eff} .

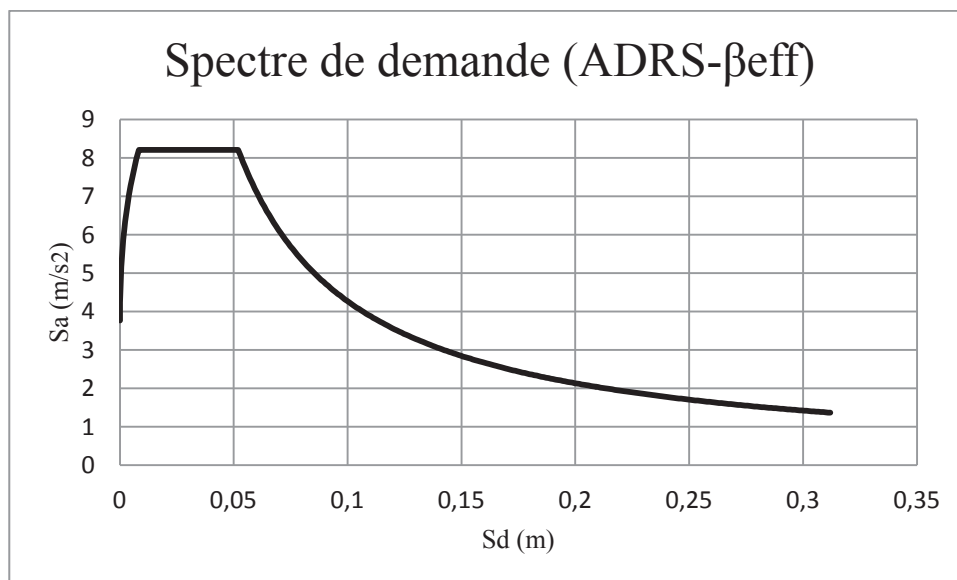


Figure 3.12. Spectre de demande (ADRS)- $\beta_{eff} = 20.63\%$.

- 10- Déterminer le déplacement maximum calculé à l'étape précédente, d_i , en utilisant l'intersection de la ligne radiale de la période effective, T_{eff} , avec les ADRS pour β_{eff} .

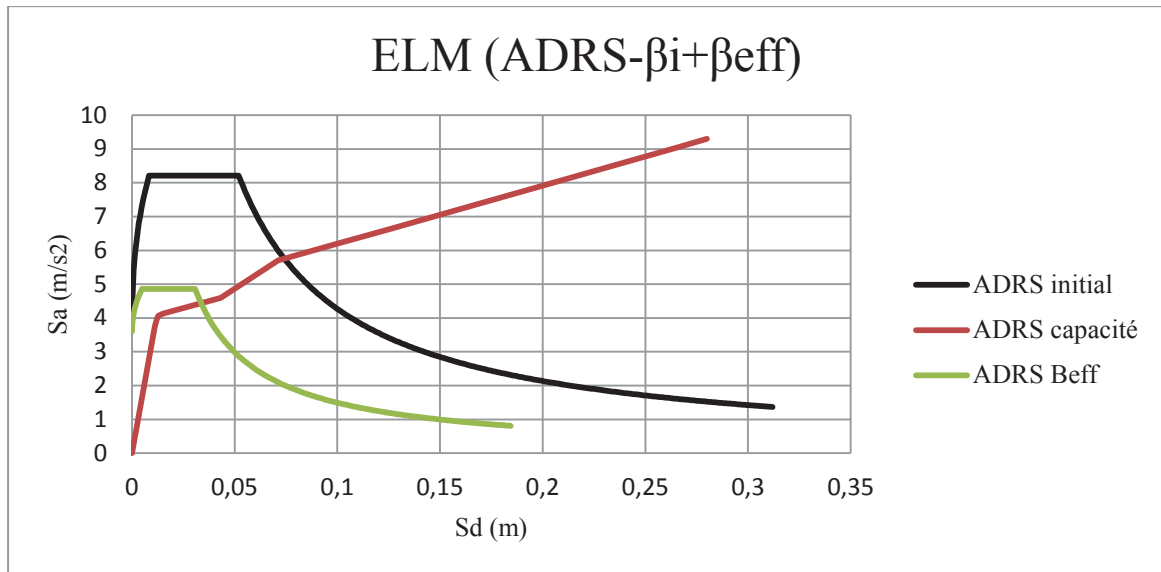


Figure 3.13. Superposition des spectres ADRS.

- 11- Comparer le déplacement maximum calculé, d_i , avec le déplacement initial (ou précédent). S'il y a pas d'erreurs, donc, d_i est le déplacement du point de performance, sinon répéter les étapes de 5 à 11 en utilisant les nouveaux d_i et a_i .

$$Erreur = \frac{0.099 - 0.027}{0.099} * 100 = 72\%$$

- 1- Représentation bilinéaire du spectre de capacité pour a_{pi} et d_{pi} .

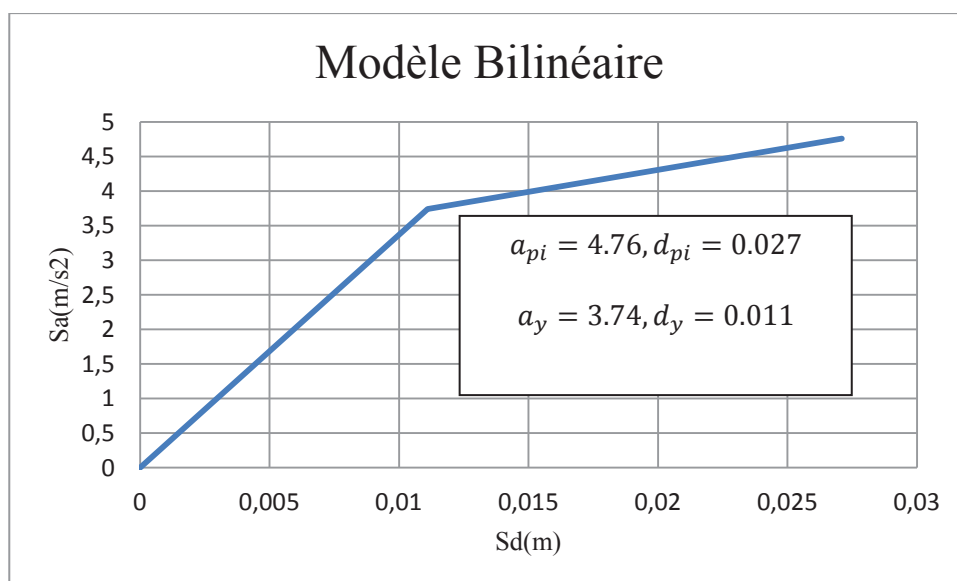


Figure 3.14. Modèle bilinéaire pour le point de performance obtenu.

2- le rapport d'écroutissement α et la ductilité μ en utilisant :

$$\alpha = 5\%$$

$$\mu = 2.45$$

3- calculer l'amortissement effectif, β_{eff} et la période effective correspondante, T_{eff} .

$$T_{eff} = [0.11(2.45 - 1)^2 - 0.018(2.45 - 1)^3 + 1]0.33 = 0.38sec$$

$$\beta_{eff} = 4.2(2.45 - 1)^2 - 0.83(2.45 - 1)^3 + 0.05 = 0.06$$

4- Utiliser l'amortissement effectif déterminée à l'étape 8 pour ajuster le spectre initial ADRS au β_{eff} .

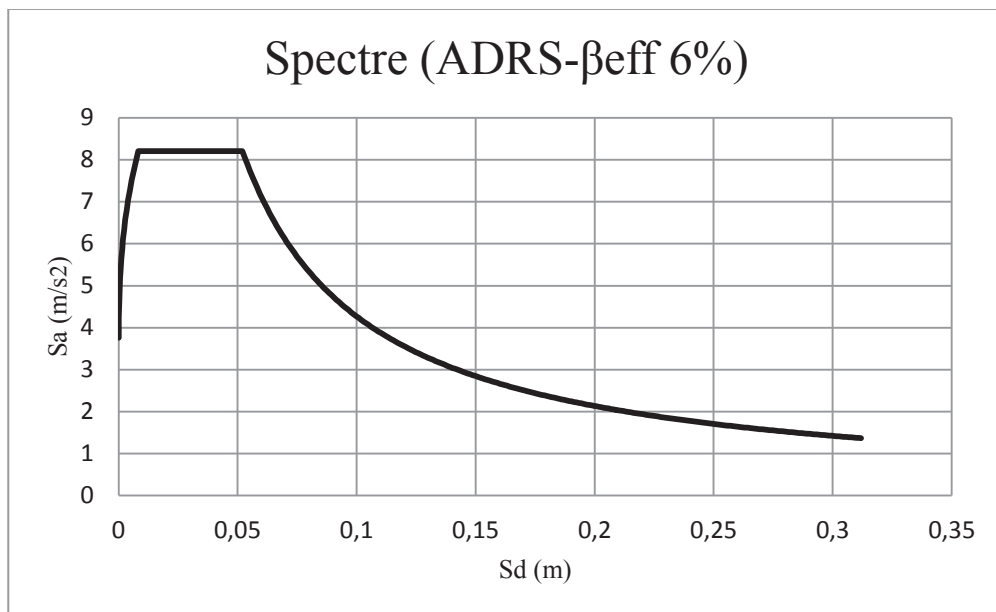


Figure 3.15. Spectre de demande (ADRS $\beta_{eff} = 6\%$).

5- Déterminer le déplacement maximum calculé à l'étape précédente, d_i , en utilisant l'intersection de la ligne radiale de la période effective, T_{eff} , avec les ADRS pour β_{eff} . L'accélération maximale estimée, a_i , est celle correspondant à d_i sur la courbe des capacités (voir Figure 2.13).

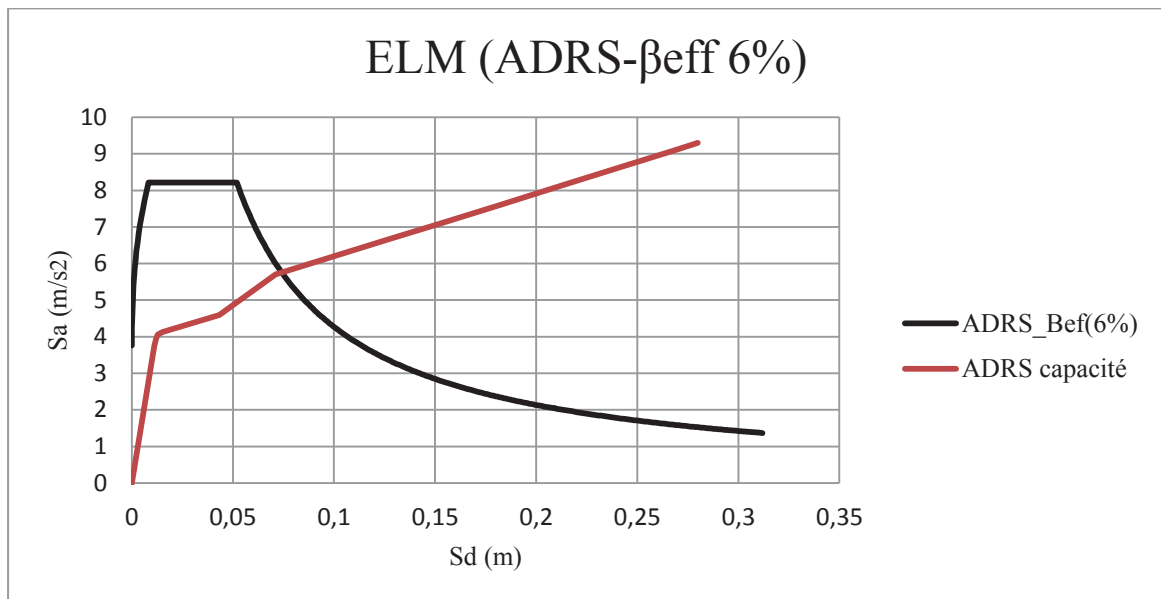


Figure 3.16. Superposition des spectres ADRS.

- 6- Après un processus itératif le point de performance final est de 8.13% d'amortissement pour ($a_{pi} = 5.54, d_{pi} = 0.061$).

4.4. Applications (avec effets ISS)

- 1- Construire le spectre de réponse du séisme à utiliser pour un amortissement initial $\beta_i = 5\%$.

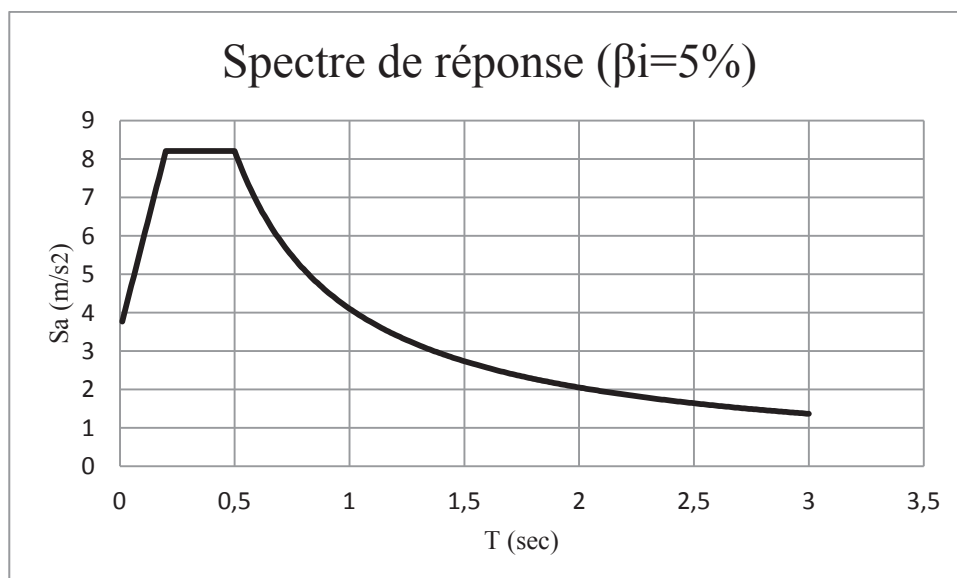


Figure 3.17. Spectre de réponse élastique – composante horizontale - $\beta_i = 5\%$.

- 2- Modifier le spectre sélectionné pour être spécifique afin de faire intervenir les effets de l'interaction sol-structure (ISS).
- L'amortissement de la fondation $\beta_0=7\%$.
 - Effets cinématiques.

Calcul du facteur de modification RRS sur le spectre de réponse du mouvement sismique au champ libre:

Calcul de la taille effective de la fondation b_e :

$$b_e = \sqrt{ab} = 5.40m$$

Evaluation de la modification par effet de moyenne RRS_{bsa} :

$$RRS_{bsa} = 1 - \frac{1}{14100} \left(\frac{b_e}{T} \right)^{1.2} = 0.99$$

Evaluation de la modification par effet de profondeur RRS_e :

$$RRS_e = \cos \left(\frac{2\pi e}{Tnv_s} \right) = 0.453$$

Calcul du facteur de modification total RRS :

$$RRS = RRS_{bsa} \times RRS_e = 0.448$$

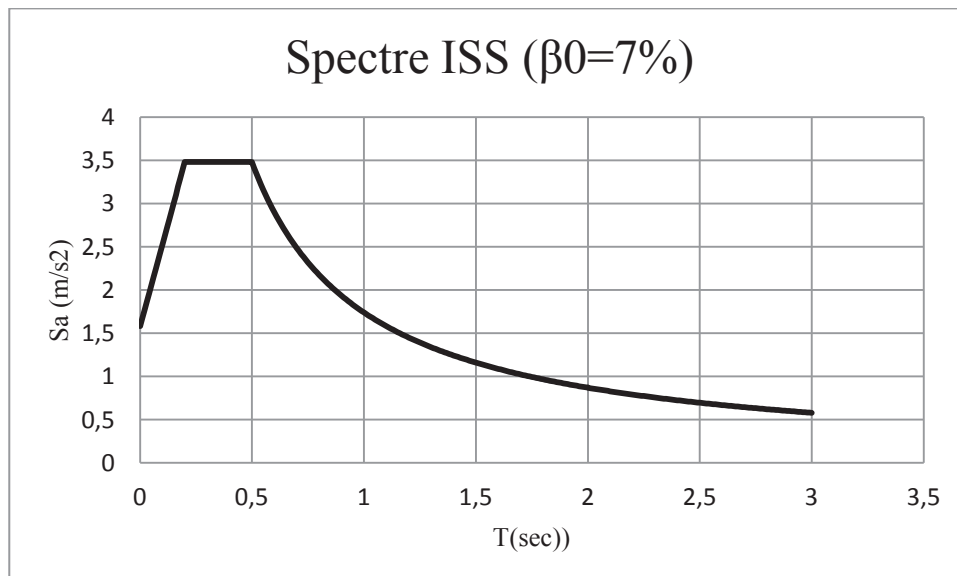


Figure 3.18. Spectre de réponse ISS - $\beta_i = 7\%$.

- 3- Convertir le spectre sélectionné en format ADRS conformément aux orientations de l'ATC-40. Ce spectre est la demande initiale.

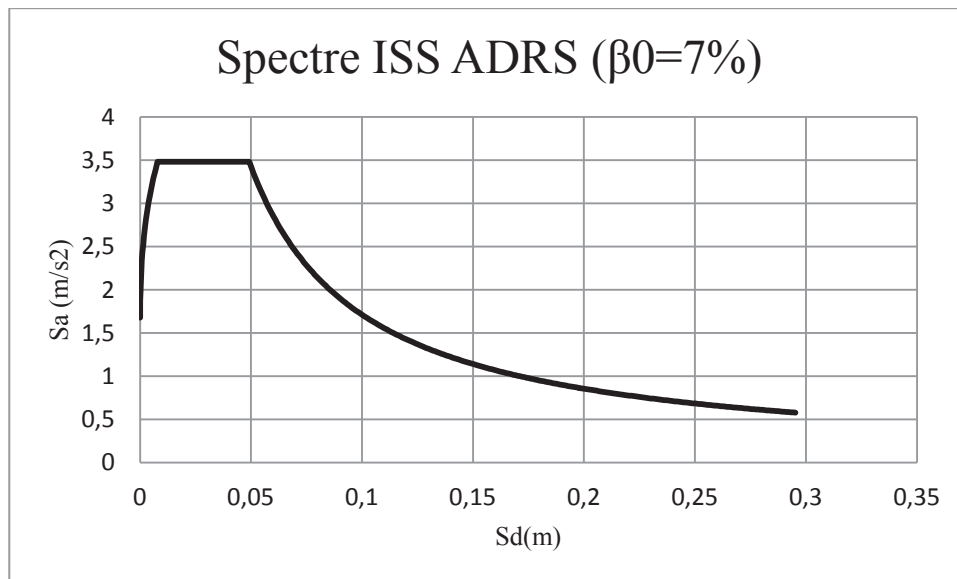


Figure 3.19. Spectre de demande (ADRS ISS - $\beta_i = 7\%$).

- 4- Développer la courbe de capacité obtenue par l'analyse Pushover.

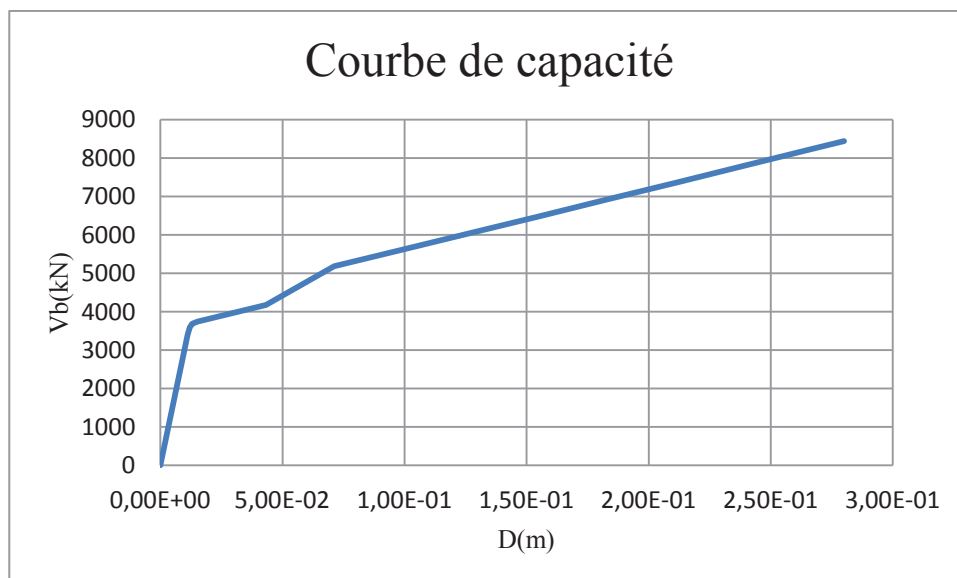


Figure 3.20. Courbe de capacité.

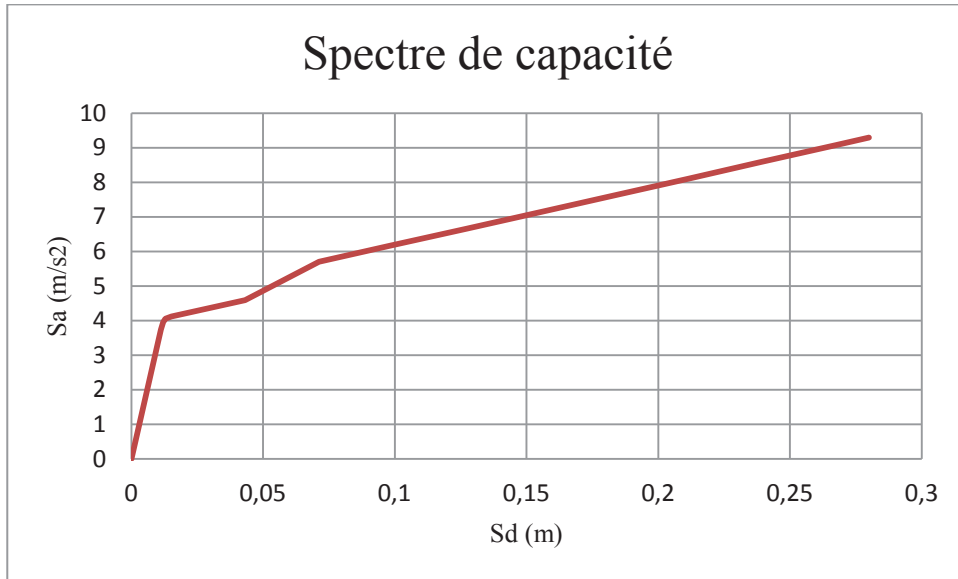


Figure 3.21. Spectre de capacité.

- 5- Sélectionner le point de performance initial (accélération maximale, a_{pi} , et le déplacement, d_{pi}).

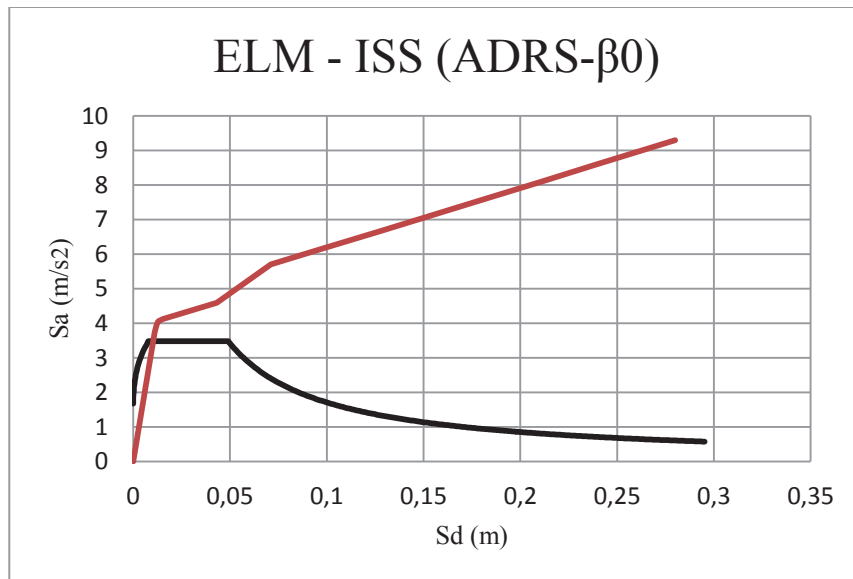


Figure 3.22. Superposition ADRS Initial.

D'après la figure 22 le point de performance se localise dans la phase élastique ce qui ne permet pas de compléter le calcul.

5. Conclusion et interprétation des résultats

Dans ce chapitre, une application est faite en utilisant la méthode ELM avec et sans effets de l'interaction sol-structure. C'est pour cela on a utilisé deux approches (avec et sans ISS) pour atteindre l'objectif visé dans la première étape de notre projet, et la stratégie du travail d'évaluation des demandes sismiques a été basée sur spectres de réponses qui représentent la force sismique qui affecte le niveau de performance ou par d'autre façon l'emplacement des zones dissipatives.

Donc la première explication qui sera encadrée est que le point de performance a une relation directe avec la valeur de la ductilité, parce que la détermination de la demande en ductilité qui convient à ce point de performance en faisant le rapport traditionnel entre les deux déplacements déterminés (élastique et la demande en déplacement).

Ce point de performance nous donne directement le niveau de performance de la pile qui a été affecté par la force sismique, donc par cette opération on peut modifier la conception pour avoir un niveau de performance avantageux de la pile. Donc, le choix judicieux est d'assurer une résistance suffisante de l'ouvrage, donc choisir un état de dégradation sécurisé d'un part et de minimiser les coûts d'exécution dus à l'augmentation les sections du béton et de l'acier utilisé dans ces éléments structuraux (aspect économique) dont l'intervention de l'ingénieur compétent joue un rôle important.

Les figures apparaissant dans le paragraphe (4.3 et 4.4) montrent que les demandes sismiques obtenues pour le système sans l'ISS sont plus grandes que celles obtenues pour l'ISS. Ce qui justifie l'influence des effets de l'interaction sol-structure.

CONCLUSION **G**ENERAL

Conclusion Générale

Le séisme reste l'ennemi numéro un des structures car il représente le phénomène qui a le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Il est malheureusement certain que les tremblements de terre continueront à surprendre l'homme et à cause de l'impossibilité de les prévoir, la seule prévention valable est de construire parasismique car mieux vaut prévenir que guérir, c-à-d , l'art de construire de manière telle que les ouvrages, même endommagés, ne s'effondrent pas.

La solution la plus efficace, mais non pas parfaite, est de préconiser des appuis parasismiques. La proposition la plus convenable est de prévoir le comportement réel ou proche du réel des structures faces aux secousses sismiques en autorisant des incursions dans le domaine plastique sans atteindre l'effondrement. Mais cette dernière tâche exige la maîtrise du comportement des structures et les caractéristiques essentielles qui le déterminent. Le paramètre le plus important pour le dimensionnement des structures est le niveau de

performance, car comme son nom l'indique, il caractérise le niveau de souplesse ou de rigidité de l'ouvrage. Ce paramètre représente en réalité la demande en déplacement inélastique autrement dit la demande sismique.

Les calculs traditionnels consistent à faire des études basées sur l'analyse linéaire qui considère le comportement linéaire élastique parfait des ouvrages, or c'est n'est plus le cas en réalité sauf pour les excitations sismiques modestes, d'où la nécessité de calculer non linéairement.

Le calcul non linéaire permet de suivre le comportement des ouvrages au-delà de leur phase élastique. Ce type de calcul présente l'avantage de prendre en considération la dégradation de la rigidité des pièces constituant l'ouvrage et par conséquent la redistribution des efforts internes dans ces pièces. Avec tous les avantages que présente cette technique, il fallait tout de même trouver une bonne modélisation des appuis parasismiques, chose qui est indispensable pour pouvoir lancer l'exécution de l'analyse d'une structure isolée sur les logiciels mis à notre disposition. La modélisation des appuis parasismique par l'élément « Link » nous a permis d'aborder cette analyse.

On avait la chance d'employer dans notre travail une méthode récente dans le domaine parasismique qui est la méthode de la linéarisation équivalente.

Pour mieux aborder notre sujet, nous avons tenté d'élucider, en premier lieu, les notions théoriques sur cette méthode et sur les effets de l'interaction sol-structure.

L'étude comparative effectuée sur la pile de 8m avec et sans effets ISS nous a permis de mettre en évidence l'influence de ces effets sur la réduction des demandes sismiques.

Et pour illustrer ce travail on préconise un certain nombre de précautions :

- Définir un spectre de réponse destiné spécialement pour faire intervenir les effets de l'interaction sol-structure, parce qu'on a utilisé des spectres de réponse élastique d'un système conventionnel.
- Faire intervenir l'interaction sol-structure dans l'analyse statique non-linéaire (Pushover) pour considérer le comportement réel des structures.
- Les effets de l'interaction sol-structure des ponts a émergé comme une alternative attrayante qui promet la réalisation d'économies à court et à long terme. Cette discipline est de plus en plus encadrée par les codes et normes. Donc, l'ingénieur praticien devrait envisager sérieusement l'isolation sismique comme alternative à la conception conventionnelle à base fixe.

Références

- 1) AFPS, 2006 « **Méthodes en déplacement : principe – codification – application** », Avril 2006. Association française du génie parasismique, cahier technique AFPS N° 26.
- 2) Applied Technology Council (1996), “**Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings**”, **ATC-40**, Volume 1 and 2, Report No. SSC 96-01, Seismic Safety Commission, Redwood City, CA.
- 3) Benjeddou Mounira et Bensafi Amina, 2011 « **Evaluation de la performance et analyse du comportement nonlinéaire des piles de pont soumises à une action sismique** », Mémoire du fin d'étude, ENTP Ecole nationale des travaux publics Alger, juin 2011.
- 4) Cheikh Benazouz et Khelfi Mebarek, 2006 « **Calcul de la ductilité globale de certaines structures et comparaison avec le coefficient de comportement du RPA** », Mémoire du fin d'étude, ENTP Ecole nationale des travaux publics Alger, juin 2006.
- 5) Cheikh Benazouz , 2009 «**Evaluation des performances sismiques des ossatures en béton arme par la méthode PBSB (performance based seismic design) basée sur l'analyse statique non – linéaire**», Mémoire de magister, ENSTP Ecole nationale supérieure des travaux publics Alger, mai 2009.
- 6) Cheikh Benazouz , 2013 «**Développement d'une nouvelle méthode d'évaluation de la demande sismique et des déformations inélastiques pour la conception et la vérification des structures**», Thèse de Doctorat en Sciences, ENSTP Ecole nationale supérieure des travaux publics Alger, mai 2013.
- 7) Chopra Anil. K, 2000 ”**Dynamics of Structures Theory and Applications to Earthquake Engineering** “, New Jersey, Prentice Hall, Second Edition, 2000.

- 8) Chopra Anil. K, Goel Rakesh. K, 1999 “**Capacity-Demand-Diagram Methods for Estimating Seismic Deformation of Inelastic Structures: SDF Systems**”, PEER, Pacific Earthquake Engineering Center, University of California, Berkeley PEER 1999/02, April 1999.
- 9) Federal Emergency Management Agency (1997), “**NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings**”, FEMA-273, Washington, D.C.
- 10) Hamburger Ronald. O, “**Development of next-generation performance-based seismic design guidelines**”, Performance-based seismic design concepts and implementation proceedings of an international workshop, Bled, Slovenia, June 28, July 1, 2004, Edited by Peter Fajfar and Helmut Krawinkler.
- 11) Krawinkler Helmut et autres, 1998 “**Pros and cons analysis of seismic evaluation**”, Engineering Structures, Vol. 20, Nos 4-6, pp. 452-464, Elsevier Science Ltd.
- 12) Krawinkler Helmut, “**Advancing Performance-Based Earthquake Engineering**”, PEER, California, February 11, 2000
- 13) Grange, 2008 “**Méthode des Equations Intégrales**“ Aubry, 1986
- 14) Mouroux. P « **la méthode du point de performance (ATC-40) principes de base et utilisation pratique, application à un bâtiment existant, les projets HAZUS et RISK-UE** », PM-gr / 02-55. Aménagement et risques naturels.
- 15) Olivier GERMAIN, 2006 «**Contribution à l'Analyse du Comportement et au Dimensionnement des Colonnes Elancées en Béton Arme**» Thèse de doctorat 2006.
- 16) Programme Response2000 «**Reinforced Concret Sectional Analysis version 1.0.5**», par Evan Bentz développé à l'université de Toronto dans un projet dirigé par le professeur
- 17) Michael P.Collins septembre 2001. RPOA 2008 «**Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art**» 2008.

- 18) Oguz Sermin, 2005 « **Evaluation of Pushover analysis procedures for frame structures** », a thesis submitted to the graduate school of natural and applied sciences of Middle East technical university.

- 19) Sigmund. A. Freeman « **The capacity spectrum method as a tool for seismic design** ».