



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République algérienne démocratique et populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

جامعة عين تموشنت بلحاج بوشعيب
Université d'Ain-Temouchent - Belhadj Bouchaib
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil & Travaux Publics



Mémoire pour l'Obtention du diplôme de Master
Filière : GENIE CIVIL
Spécialité : STRUCTURE

Thème :

**ANALYSE NON LINEAIRE D'UNE STRUCTURE EN TENANT COMPTE DE
L'INTERACTION SOL-STRUCTURE**

PRESENTE PAR :

Mlle ZENASNI SOUHILA AICHA

Mlle BOUKADA FATIMA ZOHRA

SOUTENU LE JUIN 2026

DEVANT LE JURY COMPOSE DE :

PRESIDENTE : BELABBACI

EXAMINATEUR : AMARA

ENCADRANTE : Mme TAHAR BERRABAH AMINA.

CO-ENCADRANTE : Mme MOUSSI WAHIBA.

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Dédicace

Je dédie ce travail avec beaucoup d'amour, de gratitude et de respect à toutes les personnes qui ont été à mes côtés et qui m'ont aidée à arriver jusqu'ici.

A mes très chers parents, Habib et Faiza,

Qui ont toujours cru en moi. Merci pour votre amour, votre patience, vos sacrifices et vos prières. Vous avez été ma force et mon plus grand soutien. Que dieu vous protège et vous accorde santé, bonheur et longue vie.

A mon frère Oussama et ma sœur Hadil,

Merci pour votre affection, vos encouragements et votre présence dans les moments importants de ma vie. Votre soutien compte énormément pour moi.

A mon cher binôme, Souhila,

Je te remercie du fond du cœur pour ton sérieux, ta patience et tous les efforts que nous avons fournis ensemble. Ce travail restera un très beau souvenir de notre collaboration et de notre amitié.

A mes chères collègues et amies, Nadjette, Siham et Wafaa,

Merci pour votre amitié sincère, vos encouragements et tous les bons moments partagés. Votre présence a rendu mon parcours plus agréable.

A toute ma famille et à tous ceux qui m'ont soutenue de près ou de loin, merci pour votre confiance et vos encouragements.

Boukada Fatima Zohra

Dédicace

Je dédie ce travail avec beaucoup d'amour, de gratitude et de respect à toutes les personnes qui ont contribué à ma réussite et qui m'ont accompagnée tout au long de ce parcours.

A mes très chers parents, Saïd et Samira,

Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, le respect et la reconnaissance que je vous porte. Merci pour tous les sacrifices que vous avez consentis pour mon éducation et mon avenir. Votre soutien, vos encouragements et vos prières ont toujours été ma plus grande force. Que DIEU

Vous préserve et vous accorde santé, bonheur et longue vie.

A mes chères sœurs, Rayhana, Lina et Nafissa,

Merci pour votre affection, votre présence et votre soutien indéfectible. Vous avez toujours été à mes côtés dans les moments de joie comme dans les moments difficiles. Je vous souhaite tout le bonheur et la réussite que vous méritez.

A mon cher binôme, Fatima,

Je tiens à te remercier pour cette expérience partagée, pour ton engagement, ta coopération et les efforts que nous avons fournis ensemble afin de mener à bien ce travail. Je te souhaite beaucoup de succès dans ta vie professionnelle et personnelle

.

A mes chères collègues et amies, Nadjette, Siham, Nesrine, Nachoua, Mama, Hadria et Manel,

Merci pour votre sincère amitié, votre soutien et tous les souvenirs que nous avons construits ensemble durant notre parcours universitaire. Je garderai toujours de très beaux souvenirs de ces années passées à vos côtés.

A toute ma famille ainsi qu'à toutes les personnes qui m'ont soutenue de près ou de loin, Je vous adresse mes plus sincères remerciements et ma profonde gratitude. Je dédie ce modeste travail à tous ceux que j'aime et que je respecte.

Zenasni Souhila Aicha

Remerciment

Avant tout, nous remercions Allah le Tout-Puissant de nous avoir accordé la santé, la volonté, la patience et la force nécessaires pour mener à bien ce travail.

Nous exprimons notre profonde gratitude à nos chers parents pour leur amour, leurs sacrifices, leurs encouragements permanents et leur soutien moral tout au long de notre parcours universitaire. Aucun mot ne saurait traduire notre reconnaissance envers eux.

*Nous adressons nos sincères remerciements à notre encadrante, **Madame TAHAR BERRABAH Amina**, pour son accompagnement précieux, sa disponibilité, ses conseils judicieux et son soutien constant durant l'élaboration de ce mémoire. Sa rigueur scientifique, son expérience et ses orientations ont été d'une grande importance dans la réalisation de ce travail.*

Nous remercions également les membres du jury qui ont accepté d'évaluer ce mémoire et de consacrer une partie de leur temps à son examen.

Nos remerciements s'adressent également à tous les enseignants du département de Génie Civil qui ont contribué à notre formation universitaire et à toutes les personnes qui nous ont aidés de près ou de loin à accomplir ce travail.

À tous, nous exprimons notre profonde reconnaissance et notre respect.

Résumé :

Ce travail de fin d'études est consacré à l'évaluation du comportement sismique linéaire et non linéaire d'un bâtiment en béton armé de type R+3, contreventé par un système portique-voiles et implanté sur un sol meuble (S3) dans une zone de forte sismicité (Zone V, Aïn Témouchent), conformément aux exigences du règlement parasismique algérien RPA 2024. Dans un premier temps, une analyse dynamique spectrale linéaire a été menée sur le logiciel SAP2000 pour concevoir et pré-dimensionner les éléments structuraux et les fondations superficielles. Deux configurations ont été comparées : une base rigide encastrée et une base flexible intégrant l'Interaction Sol-Structure (ISS) via les formulations d'impédance de Newmark-Rosenblueth. Dans un second temps, une analyse statique non linéaire (*Pushover*) a été exécutée afin de déterminer la courbe de capacité, le point de performance et la séquence d'apparition des rotules plastiques au sein de la superstructure. Les résultats mettent en évidence qu'incorporer l'ISS allonge la période fondamentale de la structure et réduit l'effort tranchant à la base de manière bénéfique, tout en induisant une augmentation des déplacements horizontaux qu'il convient de contrôler vis-à-vis des effets de second ordre.

Mots-clés : Interaction Sol-Structure, Analyse Pushover, RPA 2024, SAP2000, Rotules plastiques.

Abstract

This master's thesis focuses on evaluating the linear and nonlinear seismic behavior of a G+3 reinforced concrete building. The structure is braced by a frame-shear wall system and located on soft soil (S3) within a high seismicity region (Zone V, Aïn Témouchent), strictly following the Algerian seismic code RPA 2024 requirements. First, a linear response spectrum analysis was conducted using SAP2000 software to design and proportion the structural members and shallow foundations. Two boundary configurations were compared: a traditional fixed-base model and a flexible-base model implementing Soil-Structure Interaction (SSI) through Newmark-Rosenblueth impedance functions. Subsequently, a nonlinear static analysis (*Pushover*) was performed to extract the capacity curve, determine the performance point, and monitor the plastic hinge sequence within the superstructure. The outcomes demonstrate that accounting for SSI increases the fundamental natural period and safely reduces the base shear demand. However, it leads to higher lateral displacements, which must be carefully verified against second-order effects.

Keywords: Soil-Structure Interaction, Pushover Analysis, RPA 2024, SAP2000, Plastic Hinges.

ملخص

تتمحور مذكره التخرج هذه حول تقييم السلوك الزلزالي الخطي وغير الخطي لبناية سكنية من الخرسانة المسلحة ذات مدعمة بنظام مختلط (أعمدة، روافد وجدران قص)، والمزعم إقامتها فوق تربة (R+3) طبق أَرْضِي وثلاثة طوابق ، وذلك وفقاً لمتطلبات القواعد (، ولاية عين تموشنت V المنطقة) في منطقة ذات نشاط زلزالي مرتفع (S3) لينة في المرحلة الأولى، تم إجراء تحليل ديناميكي طيفي خطي باستخدام برنامج RPA 2024 الجزائرية المضادة للزلازل وتمت مقارنة نموذجين: نموذج قاعدة صلبة . للتصميم الأولي للعناصر الإنشائية والأساسات السطحية SAP2000 اعتماداً على معادلات ممانعة (ISS) مثبتة بالكامل ونموذج قاعدة مرنة تأخذ بعين الاعتبار التفاعل بين التربة والمنشأ لتحديد منحنى السعة، (Pushover) في المرحلة الثانية، تم تطبيق تحليل إستاتيكي غير خطي. نيومارك-روزمبليث أظهرت النتائج أن إدراج التفاعل بين التربة . نقطة الأداء، وتسلسل ظهور المفاصل البلاستيكية في الهيكل العلوي والمنشأ يؤدي إلى زيادة الدور الاهتزازي الأساسي للمبنى ويقلل من قوة القص عند القاعدة بشكل إيجابي، ولكنه يتسبب في زيادة الإزاحات الأفقية التي يجب مراقبتها بدقة لتفادي تأثيرات العزم من الدرجة الثانية.

الكلمات المفتاحية:

التفاعل بين التربة و المنشأ، تحليل الدفع التدريجي، المفاصل البلاستيكية، RPA2024 و SAP 2000 .

SOMMAIRE

Dédicace	I
Dédicace	II
Remercement.....	III
Résumé :	IV
INTRODUCTION GÉNÉRALE	1
CHAPITRE 01 : GENERALITES SUR L'INTERACTION SOL-STRUCTURE :	4
1.1 Introduction :	4
1.2 Définition de l'interaction sol-structure :	4
1.3 Historique et évolution des études sur l'interaction sol-structure :	5
1.4 Les composantes de l'interaction sol-structure :	5
1.4.1. Interaction cinématique :	5
La définition du champ libre :	6
1.4.2. Interaction inertielle :	6
1.5 Méthodes d'analyse des problèmes d'interaction sol-structure :	7
1.5.1 Méthode directe (méthode globale) : Cette méthode permet de résoudre l'équation dynamique en une seule étape	7
1.5.2 Méthode des sous-structures (méthode multi-étapes) :	8
1.5.3. Méthodes hybrides :	9
1.6 Tableau comparatif des méthodes d'analyse de l'interaction sol-structure :	9
Chapitre 02 : GENERALITES SUR L'ANALYSE NON LINEAIRE ET LA METHODE PUSHOVER.....	11
2.1 Introduction :	11
2.2 Comportement Linéaire des Structures :	11
2.3 Comportement non linéaire de la structure :	11
2.3.1 Les causes des non linéarités :	12
2.3.2 Types des non-linéarités :	12
a) Non linéarité géométrique :	12
b) Non linéarité matérielle :	13
2.4 La résolution du système non linéaire :	13
2.5 Les différents types d'analyse non linéaire :	14
2.5 Analyse Pushover :	14
2.5.1 Définition :	14
2.6.2 Objectifs et domaine d'application :	15
2.6.3 Hypothèse d'élaboration de l'analyse « PUSHOVER » :	15
2.6.4 Principe de la méthode :	16
□ Le déplacement cible :	16
□ La capacité :	16

□ La demande sismique :	17
□ Point de performance :	17
□ Niveau de performance :	17
□ Définition de la ductilité :	17
2.7 Rotules plastiques :	18
2.7.1 Définition :	18
2.7.2 Formation des rotules plastiques :	19
2.8 Les différents guides de l'analyse pushover :	19
2.9 Avantages de la méthode Pushover :	20
2.10 Limites de la méthode Pushover :	20
2.11 Conclusion :	20
CHAPITRE 03 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DESCENTE DES CHARGES.	21
3.1 Introduction :	21
3.2 Présentation du projet :	21
a- Caractéristiques géométriques :	21
-b Classement de sol	22
-c Classement de l'ouvrage	22
-d Règlement utilisé	22
3.3 Caractéristiques des matériaux :	22
-a Le Béton :	22
b- L 'Acier :	24
3.4 Pré dimensionnement des éléments :	24
3.4.1 Les planchers :	24
3.4.2 Les poutres :	25
3.4.3 Les chainages :	25
3.4.4 Les poteaux :	26
3.5 Descente des charges :	28
1) Plancher corps creux étage courant :	28
2) Plancher terrasse :(inaccessible)	28
3) Maçonnerie :	29
□ Mur extérieur :	29
4) Mur intérieur :	29
3.6 Conclusion :	29
CHAPITRE 04 : ETUDE LINEAIRE DU BATIMENT.	30
4.1 Introduction :	30
4.2 Etude linéaire du bâtiment (calcul spectral) sans prise en compte de l'ISS :	30
4.2.1 Calcul Modale :	30

4.2.2	Calcul spectrale :.....	31
4.2.2.1	Spectre de réponse selon le RPA2024 :.....	31
4.2.2.2	Description des paramètres :.....	31
☐	Zone sismique :.....	31
☐	Groupe d'importance :.....	32
☐	Facteur de site :.....	32
☐	Coefficient de comportement R :.....	32
☐	Facteurs de qualité QF :.....	32
☐	Combinaisons d'actions :.....	32
4.2.3	Calcul Ferrailage :.....	33
1)	Ferrailage de la poutre principal :.....	33
☐	Calcul aux États Limites Ultimes (ELU)	33
☐	Calcul aux États Limites Service (ELS) :	34
2)	Ferrailage de chaînage :.....	34
	Calcul aux États Limites Ultimes (ELU)	34
☐	Calcul aux États Limites Service (ELS) :	35
3)	Ferrailage de poteau.....	35
4.2.4	Conception et Dimensionnement des Fondations :	38
a)	Semelle isolée pour poteaux de coin voile :.....	38
b)	Semelle isolée pour poteaux centrale :.....	40
c)	Semelle isolée pour poteaux de rive :	41
4.3	Etude linéaire de bâtiment avec Interaction sol structure :.....	42
4.3.1	Modélisation de l'Interaction Sol-Structure :	42
1)	Principe :.....	42
2)	Formules de Newmark-Rosenblueth :	42
4.3	Conclusion :	44
CHAPITRE 05 : ETUDE NON LINEAIRE DU BATIMENT PAR LA METHODE PUSHOVER.....		45
5.1	Introduction :.....	45
5.2	Etapes de modélisation de la méthode pushover par SAP 2000 :	45
a)	Définition de l'analyse sous charges gravitaires (GNL) :	45
b)	Définition de l'analyse sous charges horizontales :.....	46
c)	Définition les rotules plastiques :.....	48
5.3	Résultats de l'analyse pushover :	50
5.3.1	Sans ISS :	50
☐	Courbe de capacité :.....	50
☐	Courbe de performance :	51
☐	Points de performance : Sans ISS :	53

5.3.2 Avec ISS :	53
□ Courbes de capacité :	53
□ Points de performance :	54
□ Points de performance : Avec ISS.....	56
□ Tableau comparatif : Avec ISS vs Sans ISS	57
□ Comparaison des courbes de capacité avec et sans interaction.....	58
5.4 Conclusion :	59
Conclusion générale :	67
REFERENCE BIBLIOGRAPHIE :	68

LISTES DES FIGURES ET TABLEAUX

CHAPITRE 01 : GENERALITES SUR L'ANALYSE SOL-STRUCTURE

Figure 1.1: Définition de l'interaction sol-structure (ISS). [2]	4
Figure 1.2: Illustration schématique de l'interaction cinématique et interaction inertielle. [4]	6
Figure 1.3 : Schéma de résolution utilisant la méthode globale. [2]	8
Figure 1.4: Illustration schématique de l'approche par sous-structures pour l'analyse de l'interaction sol-structure. [4].....	9

CHAPITRE 02 : GENERALITES SUR L'ANALYSE NON LINEAIRE ET LA METHODE PUSHOVER

Figure 2.1: schématise la notion d'un comportement linéaire. [7]	11
Figure 2.2 : Effet de changement de géométrie (P- Δ). [7]	13
Figure 2.3 : Diagramme Contraintes-Déformations.	13
Figure 2.4: Signification physique de la courbe de capacité. [8]	14
Figure 2.5 : Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité. [8]	15
Figure 2.6 : Le système équivaut d'une structure à plusieurs degrés de libertés. [10].....	16
Figure 2.7 : Courbe de capacité spectrale (ATC 40). [11]	16
Figure 2.8 : Estimation de la résistance. [13]	17
Figure 2.9 : Rotules plastiques au niveau des poteaux et des poutres. [15]	18
Figure 2.10 : Rotule plastique au niveau des poteaux et des poutres. [15]	19
Figure 2.11 : Formation des zones plastifiées (rotules plastiques). [15]	19

CHAPITRE 03 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

Figure 3.1 : Plan d'architecture représente les dimensions de notre structure.	22
Figure 3.2 : Diagramme contrainte-déformation du béton.....	23
Figure 3.4 : Diagramme de contrainte-déformation.	24
Figure 3.5 : Coupe transversale du plancher.	25

CHAPITRE 04 : ETUDE LINEAIRE DU BATIMENT

Figure 4. 1 : Modélisation tridimensionnelle du bâtiment avec voiles de rigidification (Logiciel SAP2000).	31
Figure 4.2 : Courbe et paramètres du spectre de réponse de calcul introduits sous SAP2000.	32
Figure 4.3 : Abaque donnant les coefficients de Newmark.....	43
Figure 4.4 : Effet de la modélisation de l'ISS sur les périodes propres du bâtiment.	44

CHAPITRE 05 : ETUDE NON LINEAIRE PAR LA METHODE PUSHOVER

Figure 5.1 : Définition du chargement de l'analyse pushover sous charges gravitaires.	45
Figure 5.2 : Définition du chargement de l'analyse pushover suivant X.	46
Figure 5.3 : Détermination du nœud de contrôle suivant X.	47

Figure 5.4 : Définition du chargement de l'analyse pushover suivant Y.	47
Figure 5.5 : Détermination du nœud de contrôle suivant Y.	48
Figure 5.6 : Introduction des rotules plastiques des poteaux.	49
Figure 5.7 : Introduction des rotules plastiques des poutres.....	49
Figure 5.8 : Définir les cas de charge à exécuter.....	50
Figure 5.9 : Courbe de capacité suivant X - Bâtiment sans ISS.....	51
Figure 5.10 : Courbe de capacité suivant Y - Bâtiment sans ISS.....	51
Figure 5.11 : Point de performance suivant X - Bâtiment sans ISS.	52
Figure 5.12 : Point de performance suivant Y - Bâtiment sans ISS.	52
Figure 5.13 : Courbe de capacité suivant X - Bâtiment avec ISS.	54
Figure 5.14 : Courbe de capacité suivant Y – Bâtiment avec ISS.....	54
Figure 5.15 : point de performance suivant X - Bâtiment avec ISS.....	55
Figure 5.16 : point de performance suivant Y - Bâtiment avec ISS.....	56
Figure 5.17 : Courbes de capacité suivant X – Bâtiment avec ISS et sans ISS.....	58
Figure 5.18 : Courbes de capacité suivant Y – Bâtiment avec ISS et sans ISS.....	58

CHAPITRE 01 : GENERALITES SUR L'ANALYSE SOL-STRUCTURE

Tableau 1.1 : Tableau comparatif des méthodes d'analyse de l'interaction sol-structure. [1]	10
--	----

CHAPITRE 03 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DESCENTE DES CHARGES

Tableau 3.1 : Résultats du calcul de l'élancement et du flambement des poteaux.	28
Tableau 3.2 : Charges permanentes (G) et d'exploitation (Q) plancher étage courant.	28
Tableau 3.3 : charge permanente (G) et d'exploitation (Q) plancher terrasse inaccessible.	29
Tableau 3.4 : charge permanente (G) et d'exploitation (Q) mur extérieur.....	29
Tableau 3.5 : charge permanente (G) et d'exploitation (Q) mur intérieur.	29

CHAPITRE 04 : ETUDE LINEAIRE DU BATIMENT

Tableau 4.1 : Paramètres sismiques adoptés pour le calcul spectral.	31
Tableau 4.2 : Dimensions et vérifications des semelles isolées.	42
Tableau 4.3 : Formules de Newmark-Rosenblueth pour semelles rectangulaires surfaciques.	42
Tableau 4.4 : Rigidité de ressorts du sol.....	43

CHAPITRE 05 : ETUDE NON LINEAIRE PAR LA METHODE PUSHOVER

Tableau 5.2 : Paramètres des points de performance pour le modèle sans ISS (Directions X et Y).	53
Tableau 5.2 : Paramètres des points de performance pour le modèle avec ISS (Directions X et Y).	56

Tableau 5.3 : Analyse comparative des paramètres sismiques avec et sans interaction sol-structure. 57

LISTE DES SYMBOLES

L : Longueur (portée libre)

h_t : Hauteur totale de plancher

h : Hauteur de section

b : Largeur de section

d : Hauteur utile de section

d' : Enrobage

h_e : Hauteur d'étage

h_n : Hauteur totale du bâtiment

Br : Section réduite du béton

B : Section brute

a, b : Dimensions en plan d'une fondation

A, B : Dimensions calculées de semelles

H_s : Hauteur de semelle

S : Surface de semelle

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours (MPa)

f_{t28} : Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours (MPa)

E_i : Module de déformation instantané du béton (MPa)

E_v : Module de déformation différé du béton (MPa)

σ_{bc} : Contrainte de calcul du béton comprimé

F_e : Limite d'élasticité de l'acier (MPa)

σ_{st} : Contrainte de calcul de l'acier

γ_b : Coefficient partiel du béton

γ_s : Coefficient partiel de l'acier

ϵ_{c2} : Déformation au pic de compression du béton (2‰)

ϵ_{cu} : Déformation ultime du béton (3,5‰)

ϵ_s : Déformation de l'acier

G : Charges permanentes

Q : Charges d'exploitation

Ψ : Coefficient d'accompagnement (= 0,3 pour bâtiment d'habitation)

N_u : Effort normal ultime (kN)

M_u : Moment fléchissant ultime (kN.m)

M_s / M_{ser} : Moment de service (kN.m)

M_a : Moment fictif (kN.m)

V_u : Effort tranchant ultime (kN)

V / V_b : Effort tranchant à la base (kN)

C_u : Contrainte ultime de cisaillement

N_s : Charge verticale de service sur poteau (kN)

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol (bars ou MPa)

P : Charges verticales (effet P- Δ)

Δ : Déplacement horizontal (effet P- Δ)

μ : Moment réduit

α : Position de l'axe neutre réduit

z : Bras de levier (m)

A, A_s : Section d'armatures (cm²)

A_{st} : Armatures tendues

A_{sc} : Armatures comprimées

A_{min} : Section minimale d'armatures

I : Moment d'inertie de la section (m⁴)

y : Distance à la fibre neutre (m)

l_f : Longueur de flambement (cm)

L_0 : Hauteur libre d'étage (m)

i_x, i_y : Rayons de giration

λ_x, λ_y : Elancements

T : Période fondamentale de vibration (s)

T_{sap} : Période obtenue par SAP2000 (s)

$T_{empirique}$: Période empirique (s)

C_t : Coefficient dépendant du système de contreventement

R : Coefficient de comportement

QF (Q_{Fx} , Q_{Fy}) : Facteur de qualité

E_1, E_2, E_x, E_y, E_z : Actions sismiques directionnelles

G_s : Module de cisaillement dynamique du sol (MPa)

V_s : Vitesse des ondes de cisaillement (m/s)

ν : Coefficient de Poisson du sol

ρ : Masse volumique du sol

β_z : Coefficient sans dimension (mouvement vertical)

β_{xy} : Coefficient sans dimension (mouvement horizontal)

β_ϕ : Coefficient sans dimension (balancement)

K_v : Rigidité de ressort vertical (kN/m)

K_h : Rigidité de ressort horizontal (kN/m)

K_ϕ : Rigidité de ressort en rotation (kN/m)

A (aire) : Surface de fondation (m^2)

S_a : Accélération spectrale (m/s^2 ou g)

S_d : Déplacement spectral (m ou cm)

D_{cible} : Déplacement cible ($= 2\% \times H_{total}$)

δ_{max} : Déformation ultime

δy : Déformation élastique maximale

μ (ductilité) : Coefficient de ductilité en déformation ($= \delta_{\max} / \delta y$)

U : Vecteur des déplacements relatifs

M, C, K : Matrices de masse, d'amortissement et de rigidité

I : Vecteur d'influence sismique

$\ddot{u}_g$: Accélération du sol (m/s^2)

V_b : effort tranchant à la base de la structure

M^* : masse modale effective associée au premier mode de vibration

g : accélération de la pesanteur

δm : déplacement modal du sommet de la structure

Γ : facteur de participation modale

ϕ_{top} : composante du mode de vibration au sommet de la structure

S_a : accélération spectrale

S_d : déplacement spectral

IO : Immediate Occupancy (Occupation Immédiate)

LS : Life Safety (Sécurité des Vies)

CP : Collapse Prevention (Prévention de l'Effondrement)

A, B, C, D, E : Points de la courbe moment-rotation d'une rotule plastique

INTRODUCTION

GENERALE

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Les séismes comptent parmi les catastrophes naturelles les plus imprévisibles et les plus dévastatrices au monde. Les pertes humaines et les dommages structurels considérables enregistrés lors des séismes majeurs : comme celui de Boumerdès en 2003 en Algérie ou, plus récemment, les séismes de 2023 en Turquie et en Syrie : rappellent de manière tragique la nécessité absolue de concevoir des structures capables de résister à des secousses violentes. En Algérie, une part importante du territoire national est caractérisée par une activité sismotectonique intense. La réglementation parasismique algérienne, à travers le récent code RPA 2024, impose des critères de dimensionnement de plus en plus stricts pour garantir la sécurité des vies humaines et la résilience du parc immobilier.

Dans la pratique courante de l'ingénierie des structures, le calcul parasismique repose traditionnellement sur l'hypothèse d'une base rigide. Cette approche considère que les fondations de l'ouvrage sont encastrées dans un sol indéformable, transmettant intégralement le mouvement sismique de champ libre à la superstructure. Bien que cette hypothèse simplificatrice soit acceptable pour des structures fondées sur un rocher ou un sol très ferme, elle s'avère insuffisante, voire dangereuse, lorsque l'ouvrage est implanté sur un sol meuble ou de faible capacité portante.

En réalité, il existe un couplage dynamique complexe entre la structure, ses fondations et le sol environnant, désigné sous le terme d'**Interaction Sol-Structure (ISS)**. L'introduction de la flexibilité du sol sous les fondations modifie de manière significative les propriétés dynamiques du système global, notamment par un allongement de la période fondamentale de vibration et une modification de l'amortissement. Sur des sols de mauvaise qualité (catégorie S3), ce phénomène peut entraîner des effets de site redoutables, déplaçant la réponse de la structure vers des zones de forte amplification spectrale, ce qui accroît les déplacements latéraux et les efforts à la base.

Parallèlement, l'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments a connu une transition majeure ces dernières années. Les méthodes de calcul linéaires (analyse spectrale standard) montrent leurs limites lorsqu'il s'agit de prédire le comportement d'une structure poussée au-delà de sa limite élastique. Pour appréhender les mécanismes de ruine, la redistribution des efforts et la réserve de ductilité de l'ouvrage, l'ingénieur doit recourir à des méthodes non linéaires. L'**Analyse Statique Non Linéaire (Pushover)** s'impose aujourd'hui comme une méthode performante de l'ingénierie basée sur la performance. Elle permet de tracer la courbe de capacité de la structure et de localiser l'apparition séquentielle des rotules plastiques.

Le présent travail de fin d'études s'inscrit dans cette double problématique scientifique et technique. Il est consacré à l'étude du comportement parasismique d'un bâtiment d'habitation de type R+3 à contreventement mixte (portiques et voiles en béton armé), implanté dans la wilaya de **Aïn Témouchent (Zone V)**, caractérisée par une sismicité très élevée, et reposant sur un **sol meuble de catégorie S3**. L'originalité de ce travail réside dans la confrontation directe entre l'approche classique sur base rigide et l'approche réaliste intégrant l'Interaction Sol-Structure sous l'effet d'un chargement d'intensité croissante (Pushover).

1. Objectifs du travail :

L'objectif principal de ce mémoire est d'évaluer quantitativement l'impact de l'Interaction Sol-Structure (ISS) sur la performance et la vulnérabilité sismique d'un bâtiment R+3 en zone de forte sismicité. De manière plus spécifique, ce travail vise à :

1. Modéliser de manière rigoureuse l'assouplissement de la base des fondations en calculant les fonctions d'impédance équivalentes (ressorts et amortisseurs) selon le modèle de Newmark-Rosenblueth.
2. Analyser les modifications des paramètres dynamiques de la structure (périodes propres, modes de vibration) induites par le passage d'une base rigide à une base souple.
3. Évaluer les sollicitations globales de l'ouvrage (effort tranchant à la base, déplacements au sommet, déplacements inter-étages) conformément aux exigences du nouveau règlement parasismique algérien **RPA 2024**.
4. Déterminer le point de performance du bâtiment dans les deux configurations (Sans et Avec ISS) à l'aide de l'analyse Pushover et quantifier le niveau de performance global atteint (ex. Occupation Immédiate - IO).
5. Cartographier l'état d'endommagement de la structure à travers la distribution et l'état des rotules plastiques afin de valider le concept de conception ductile "poteaux forts - poutres faibles".

2. Méthodologie de recherche :

Pour mener à bien cette étude et atteindre les objectifs fixés, la démarche méthodologique suivante a été adoptée :

- **Phase d'investigation et collecte des données :** Définition des caractéristiques géométriques et architecturales du bâtiment R+3, identification des propriétés géotechniques du sol S3 de Aïn Témouchent, et appropriation des concepts théoriques de l'ISS et du Pushover.
- **Prédimensionnement et descente de charges :** Calcul des dimensions des éléments structuraux (poutres, poteaux, voiles et planchers) selon les règles du BAEL 91 et du RPA 2024, suivi d'une évaluation rigoureuse des charges permanentes et d'exploitation.
- **Modélisation numérique linéaire :** Implémentation de la structure sur un logiciel de calcul par éléments finis (SAP2000 / ETABS). Cette étape comprend la modélisation textuelle de la base rigide d'une part, et l'introduction des ressorts d'impédance élastiques à la base pour simuler l'ISS d'autre part. Une analyse spectrale comparative a été menée sur ces deux modèles.
- **Analyse Statique Non Linéaire (Pushover) :** Définition des propriétés non linéaires des matériaux et affectation des rotules plastiques (flexionnelles pour les poutres, axiales-flexionnelles pour les poteaux). Application d'un profil de forces multilatérales croissantes pour pousser la structure jusqu'à la ruine.
- **Interprétation et Discussion :** Extraction des courbes de capacité, détermination des points de performance par la méthode des spectres de capacité (ATC-40 / FEMA 356) et comparaison approfondie des résultats numériques.

3. Structure du mémoire :

Le développement de cette recherche est articulé autour de cinq chapitres principaux, structurés comme suit :

- Le **Chapitre 01** est dédié à une revue de l'état de l'art sur l'Interaction Sol-Structure. Il expose les fondements physiques des interactions cinématiques et inertielles, ainsi que les formulations mathématiques nécessaires au calcul des fonctions d'impédance de la base souple.
- Le **Chapitre 02** présente les concepts fondamentaux de l'Analyse Statique Non Linéaire (Pushover). Il détaille la méthodologie de construction de la courbe de capacité, la philosophie de l'ingénierie basée sur la performance, et les critères d'évaluation des niveaux de performance (IO, LS, CP).
- Le **Chapitre 03** traite de la description de l'ouvrage, du prédimensionnement géométrique des éléments structuraux et de la descente de charges. Il pose les données d'entrée nécessaires à la création du modèle numérique.
- Le **Chapitre 04** est consacré à l'analyse dynamique linéaire du bâtiment. Il présente les résultats comparatifs de l'analyse spectrale entre la configuration classique (Sans ISS) et la configuration élastique sur base souple (Avec ISS), mettant en évidence l'allongement des périodes et la variation des efforts tranchants.
- Le **Chapitre 05** constitue le cœur de l'évaluation non linéaire. Il expose les résultats de l'analyse Pushover, détermine les points de performance du bâtiment pour chaque configuration et analyse la distribution des rotules plastiques afin de statuer sur la sécurité globale de l'ouvrage.

Enfin, une conclusion générale synthétise les principaux résultats de l'étude et ouvre des perspectives pour des recherches futures.

CHAPITRE 01 :
GENERALITES SUR
L'INTERACTION
SOL-STRUCTURE

CHAPITRE 01 : GENERALITES SUR L'INTERACTION SOL-STRUCTURE :

1.1 Introduction :

L'excitation sismique ressentie par la structure est une fonction de la source du séisme, des effets du trajet suivi par les ondes sismiques (variabilité spatiale), des effets du site local ainsi que des effets de l'interaction sol-structure (ISS).

L'étude de l'ISS est essentielle pour la conception parasismique, la stabilité des fondations et la prévention des dommages structurels. En effet, lors d'un séisme, le mouvement du sol peut induire des forces supplémentaires sur la structure, entraînant des déformations, des fissures, voire des effondrements.

L'interaction sol-structure constitue ainsi un pilier fondamental du génie civil, car elle relie directement la performance des ouvrages aux propriétés mécaniques du sol. Une compréhension approfondie de ce phénomène permet de concevoir des structures sûres, durables et économiques, tout en minimisant les risques de défaillance.

Dans les régions à forte activité sismique, la prise en compte de l'interaction sol-structure est indispensable, notamment pour les bâtiments, qui doivent assurer la sécurité des occupants et maintenir leur stabilité face aux sollicitations dynamiques imposées par les mouvements du sol.

1.2 Définition de l'interaction sol-structure :

L'interaction sol-structure (ISS) désigne l'étude des effets réciproques entre une structure (bâtiment, pont, etc.) et le sol ou la roche sur lequel elle repose. Elle prend en compte la manière dont les charges appliquées par la structure modifient l'état de contrainte et de déformation du sol, et inversement, comment les déformations du sol influencent le comportement de la structure. Cette interaction est essentielle pour comprendre et prédire les performances des ouvrages, notamment en termes de stabilité, de déformation et de résistance.

L'interaction sol-structure est un phénomène complexe dans lequel le comportement d'une structure est fortement influencé par les propriétés mécaniques du sol de fondation. Ce phénomène est particulièrement important pour les bâtiments, notamment ceux de grande hauteur ou implantés sur des sols déformables, soumis à des sollicitations dynamiques telles que les séismes. [1]

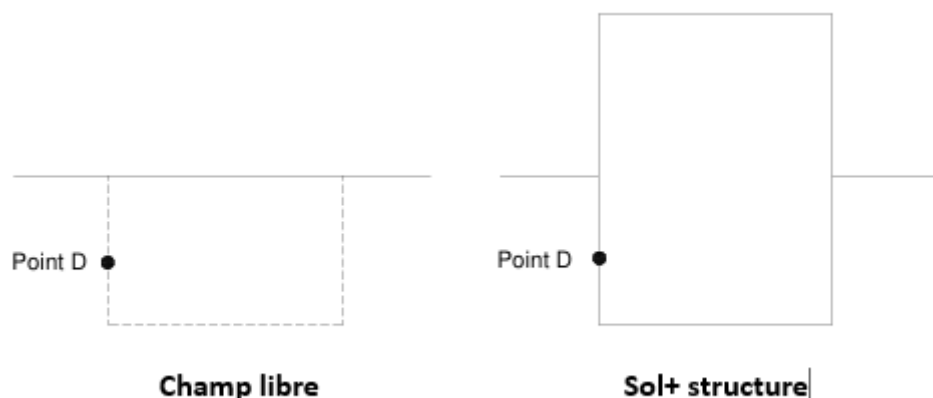


Figure 1.1 : Définition de l'interaction sol-structure (ISS). [2]

1.3 Historique et évolution des études sur l'interaction sol-structure :

L'étude de l'interaction sol-structure (ISS) a évolué avec le temps, suivant les besoins croissants en compréhension du comportement des ouvrages face aux sollicitations dynamiques, notamment sismiques. À ses débuts, les ingénieurs concevaient les structures en supposant que les fondations reposaient sur un sol rigide. Cette hypothèse simplificatrice s'est révélée insuffisante à mesure que les observations de terrain et les analyses expérimentales ont mis en évidence l'influence réelle du sol sur la réponse des structures.

L'un des grands tournants de cette discipline est venu avec le développement de l'ingénierie sismique dans la seconde moitié du XXe siècle. Kramer (1996) a mis en lumière l'importance de l'interaction dynamique sol-structure dans le cadre de l'ingénierie géotechnique sismique, soulignant notamment les effets d'amplification, de dissipation d'énergie et de modification de la période propre des structures. [2]

Les travaux de Gazetas (1991) ont constitué une avancée majeure dans la modélisation des fondations. En développant des formules analytiques pour les fonctions d'impédance des fondations superficielles et profondes, il a permis de mieux quantifier la déformabilité du sol et son influence sur les vibrations structurelles. [3]

Parallèlement, Wolf (1985) a apporté une base théorique rigoureuse à la modélisation de l'ISS à travers des formulations mathématiques détaillées, intégrant à la fois les effets dynamiques et les conditions aux limites, ce qui a permis d'améliorer considérablement les outils de calcul. [4]

Ces contributions ont jeté les bases des approches actuelles, intégrant les effets d'interaction dans les analyses statiques et dynamiques des structures, en particulier dans les zones à risque sismique. L'ISS est désormais reconnue comme un paramètre essentiel à prendre en compte dès les premières phases de conception des ouvrages complexes.

Avec l'avènement des ordinateurs et des logiciels de simulation dans les années 1970, les méthodes d'analyse de l'ISS sont devenues plus précises et complexes. Aujourd'hui, des logiciels comme ANSYS, PLAXIS, et ABAQUS permettent de modéliser l'ISS avec une grande précision. [1]

1.4 Les composantes de l'interaction sol-structure :

1.4.1. Interaction cinématique :

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 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.

La différence de rigidité entre la base et le sol influence également le mouvement, car les ondes sismiques arrivantes doivent être réfléchies et diffractées par la fondation. Ainsi, le

mouvement global du sol à proximité de la fondation doit être ajusté par rapport au mouvement dans le champ libre. [1]

La définition du champ libre :

Le champ libre représente le mouvement de sol en l'absence de la structure. Il sert de référence pour l'analyse sismique. Par exemple, dans le cas d'un séisme, le champ libre représente le mouvement du sol avant que la structure ne soit construite (sol qui ne comprend ni la fondation ni la superstructure)

Par conséquent, ce phénomène d'interaction entre la fondation rigide et le sol (interaction cinématique) altère le mouvement sismique qui arrive à la base et par conséquent génère des accélérations (forces d'inertie) distinctes de celles produites dans la structure intégrée au massif rocheux (base encastrée). [1]

1.4.2. Interaction inertielle :

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.

Les forces d'inertie sont générées par la structure en réponse aux mouvements du sol. Ces forces peuvent affecter le sol, notamment en provoquant des déformations supplémentaires.

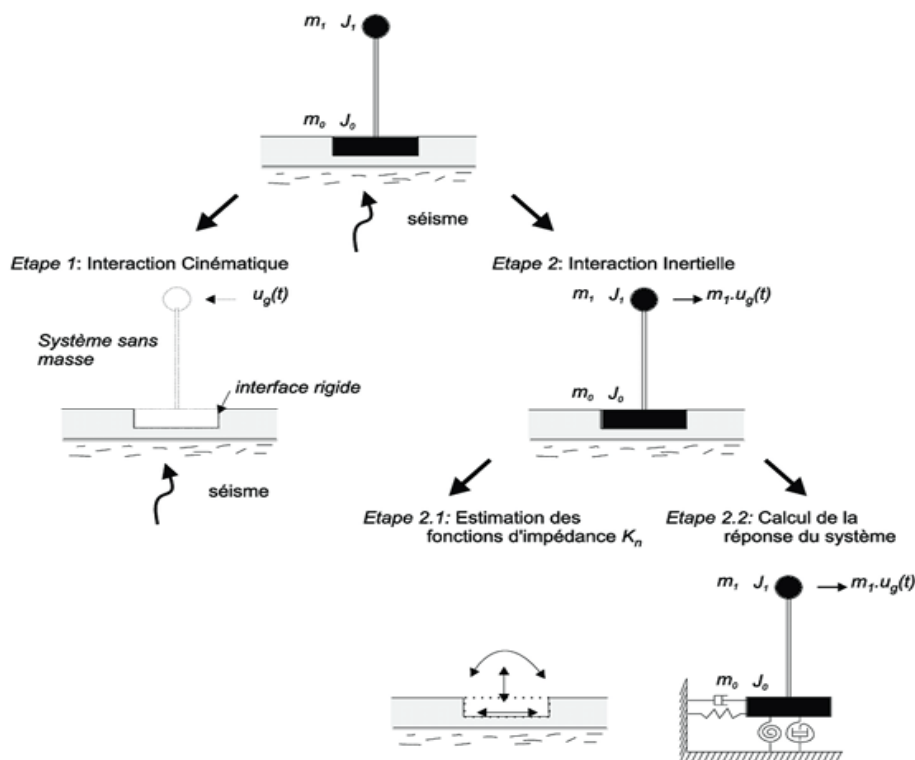


Figure 1.2: Illustration schématique de l'interaction cinématique et interaction inertielle. [4]

Il apparaît donc clairement que le dimensionnement des fondations doit tenir compte des deux composantes de l'interaction sol-structure.

1.5 Méthodes d'analyse des problèmes d'interaction sol–structure :

Comme indiqué précédemment, les méthodes d'analyse de l'interaction sol–structure (ISS) peuvent être divisées en deux grandes catégories : la méthode directe (ou méthode globale) et la méthode multi-étapes (ou méthode de sous-structure). [5]

1.5.1 Méthode directe (méthode globale) :

Cette méthode permet de résoudre l'équation dynamique en une seule étape

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = -MI\ddot{u}_g \quad (1.1)$$

Où :

U : Représenter le vecteur des déplacements relatifs du système par rapport à la base.

I : Vecteur d'influence, indiquant la direction de la sollicitation $\ddot{u}_g$.

M, C, K : Matrices de masse, d'amortissement et de rigidité du système, respectivement.

En général, la technique de résolution est basée sur la méthode des éléments finis, qui présente une grande flexibilité et permet de prendre en compte les comportements non linéaires tels que le comportement inélastique des matériaux, le soulèvement ou le glissement des fondations. Le schéma de résolution utilisant la méthode globale est illustré à la Figure. 1.3 et suit les étapes ci-dessous :

Première étape : le mouvement sismique de calcul est connu à la surface du sol, en champ libre ;

Deuxième étape : le mouvement est calculé à la base inférieure du modèle, située à une profondeur suffisante de sorte que la présence de la structure en surface n'affecte pas ce mouvement. Cette étape est appelée déconvolution du mouvement sismique ;

Troisième étape : le mouvement déconvolué est appliqué uniformément à la base du système sol–structure et la réponse est calculée en résolvant l'équation (1.1). [5]

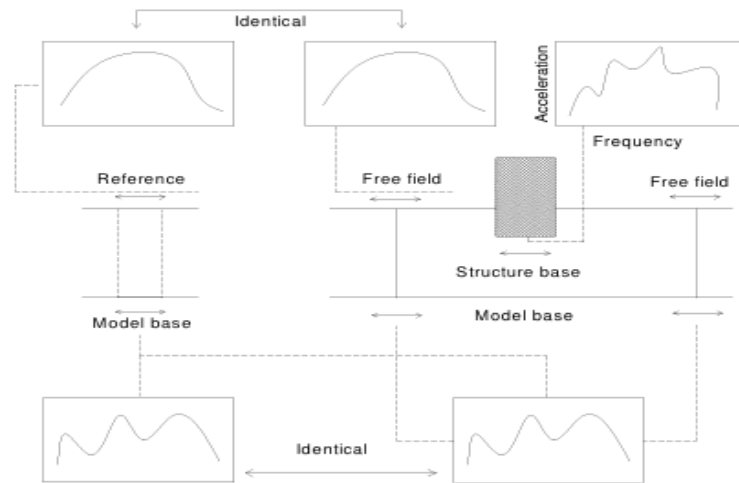


Figure 1.3 : Schéma de résolution utilisant la méthode globale. [2]

Pour activer l'interaction sol-structure (ISS) dans un programme informatique, il suffit d'identifier la masse de la fondation afin que le chargement sismique ne soit pas appliqué à cette partie de la structure. La plupart des logiciels d'analyse structurale affectent automatiquement les actions sismiques à tous les degrés de liberté associés aux masses du modèle numérique et ne sont donc pas capables de résoudre le problème de l'ISS. Cette limitation a motivé le développement du modèle de fondation sans masse. Celui-ci permet d'appliquer correctement les forces sismiques à la structure ; cependant, les forces d'inertie à l'intérieur du matériau de fondation sont négligées.

1.5.2 Méthode des sous-structures (méthode multi-étapes) :

Cette méthode utilise le principe de superposition ou le problème d'interaction sol structure est analysé en plusieurs étapes successives chacune est facile à résoudre que le problème global.

Le système global est subdivisé en deux sous-structures ; la structure elle-même et le sol support.

La réponse totale Obtenu en superposant les contributions des deux réponses sur l'interface reliant les deux Sous structures.

L'inconvénient de cette méthode est qu'elle est applicable aux cas linéaires donc, Elle est inappropriée aux problèmes d'interaction tenant compte du comportement non linéaire des matériaux puisqu'elle est basée sur le principe de superposition. [1]

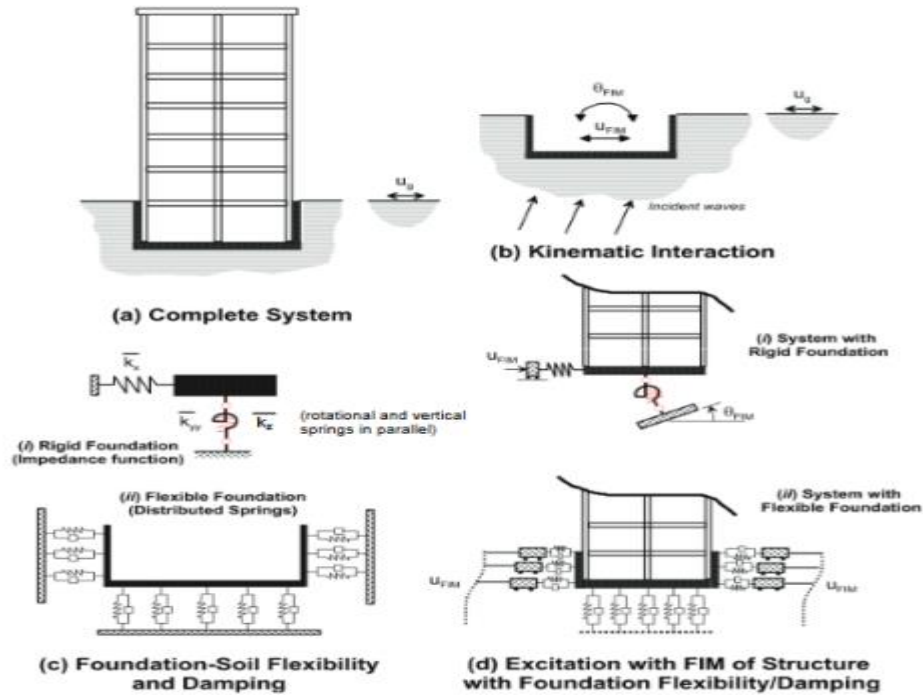


Figure 1.4: Illustration schématique de l'approche par sous-structures pour l'analyse de l'interaction sol-structure. [4]

1.5.3. Méthodes hybrides :

Les approches hybrides en interaction sol-structure cherchent à fusionner les avantages des méthodes directes et de sous-structures. Elles autorisent la séparation du système en deux sous-domaines distincts : un champ lointain et un champ proche.

Le champ lointain est positionné à une distance suffisante de la fondation afin qu'il ne soit pas affecté par l'interaction sol-structure. Ainsi, on peut le considérer comme étant élastique et le modéliser avec des méthodes appropriées aux problèmes linéaires, telles que les impédances dynamiques.

Le champ proche, de son côté, inclut toutes les hétérogénéités et non-linéarités du système qui se manifestent près de la fondation. Ce champ proche est incorporé dans le modèle de la superstructure et peut être géré via une technique directe, comme la méthode des éléments finis. [1]

1.6 Tableau comparatif des méthodes d'analyse de l'interaction sol-structure :

Critère	Méthode de sous-structure	Méthode globale (ou directe)
Principe	Analyse séparée du sol et de la structure, avec couplage a posteriori via conditions aux limites dynamiques.	Modélisation unifiée du sol, fondation et structure dans un seul modèle numérique.
Couplage sol structure	Faible à modéré, basé sur des impédances équivalentes.	Fort et complet, interaction simulée de manière intégrée.
Prise en compte des non-linéarités	Approximative, généralement limitée au comportement linéaire ou faiblement non linéaire.	Fidèle, avec possibilité de modélisation non linéaire du sol et de la structure.
Complexité de la modélisation	Moyenne à faible.	Élevée, nécessite des outils et compétences avancés.
Coût de calcul	Faible à modéré.	Élevé, surtout pour les grandes structures ou domaines étendus
Applications typiques	Projets courants de génie civil : bâtiments, réservoirs, passerelles.	Ouvrages critiques : barrages, centrales nucléaires, ponts monumentaux.
Avantages principaux	Rapidité, simplicité, économie de ressources, adaptée aux cas simples.	Précision, prise en compte complète des effets dynamiques et géométriques.
Inconvénients principaux	Moins précis en cas de sol complexe ou non linéaire, découplage artificiel.	Modélisation lourde, données géotechniques nécessaires, temps de calcul long.

Tableau 1.1 : Tableau comparatif des méthodes d'analyse de l'interaction sol-structure. [1]

1.7

Conclusion :

Ce premier chapitre a permis de poser les fondements théoriques de l'Interaction Sol-Structure (ISS) et de mettre en évidence son importance cruciale dans l'analyse parasismique des structures. Contrairement à l'approche conventionnelle qui considère la base du bâtiment comme parfaitement rigide, l'intégration de la flexibilité du sol d'assise modifie significativement le comportement dynamique global de l'ouvrage.

Les principaux enseignements à tirer de cette revue de l'état de l'art sont les suivants :

- L'ISS se décompose en deux phénomènes physiques distincts mais couplés : l'interaction cinématique, liée à la modification de l'onde sismique par la rigidité et la géométrie des fondations, et l'interaction inertielle, générée par les forces d'inertie de la superstructure qui induisent des déformations dans le sol.

- L'introduction d'une base souple se traduit généralement par un allongement de la période fondamentale de la structure et une modification du taux d'amortissement global du système (amortissement radiatif et matériel du sol).
- La modélisation de ce phénomène repose sur des approches numériques ou analytiques, notamment la méthode des fonctions d'impédance (modèle de Newmark-Rosenblueth), qui permet de modéliser le sol sous forme de ressorts et d'amortisseurs équivalents couplés à la base des fondations.

Cependant, si l'ISS est traditionnellement perçue comme bénéfique car elle tend à réduire les efforts dans certaines configurations, elle peut également déplacer la période de la structure vers des zones d'amplification spectrale critique (effets de site), augmentant ainsi les déplacements et les sollicitations à la base.

Afin d'évaluer précisément ces effets au-delà du domaine élastique linéaire, il devient indispensable d'utiliser des méthodes d'analyse avancées. C'est dans cette perspective que le chapitre suivant sera consacré à l'étude de l'**Analyse Statique Non Linéaire (Pushover)**, un outil performant pour évaluer la capacité de déformation de notre bâtiment R+3 et identifier l'apparition des rotules plastiques sous l'effet du couplage sol-structure.

CHAPITRE 02 :
GENERALITES
SUR L'ANALYSE
NON LINEAIRE ET
LA METHODE
PUSHOVER

Chapitre 02 : GENERALITES SUR L'ANALYSE NON LINEAIRE ET LA METHODE PUSHOVER

2.1 Introduction :

L'analyse du comportement des structures sous l'action des charges statiques et dynamiques constitue une étape fondamentale dans la conception parasismique des bâtiments. Les méthodes d'analyse linéaire permettent d'évaluer la réponse des structures dans le domaine élastique, mais elles ne reflètent pas toujours le comportement réel des ouvrages soumis à des séismes sévères. En effet, lors d'un événement sismique important, les structures peuvent entrer dans le domaine inélastique et développer des déformations permanentes.

Afin de mieux représenter ce comportement, les méthodes d'analyse non linéaire ont été développées. Parmi elles, l'analyse statique non linéaire dite « Pushover » est largement utilisée pour évaluer la capacité sismique des structures et identifier leurs mécanismes d'endommagement. Cette méthode permet d'estimer les performances globales de la structure en termes de résistance et de déformabilité sous l'effet des actions sismiques.

Dans ce chapitre, nous présenterons tout d'abord les notions fondamentales liées aux comportements linéaire et non linéaire des structures, ainsi que les différentes sources de non-linéarité. Ensuite, nous aborderons le principe de l'analyse Pushover, ses objectifs, ses hypothèses de base et les principaux paramètres utilisés pour l'évaluation de la performance sismique des structures.

2.2 Comportement Linéaire des Structures :

La déformation élastique est définie comme une déformation proportionnelle à la force qui la provoque et qui disparaît une fois cette force est supprimée.

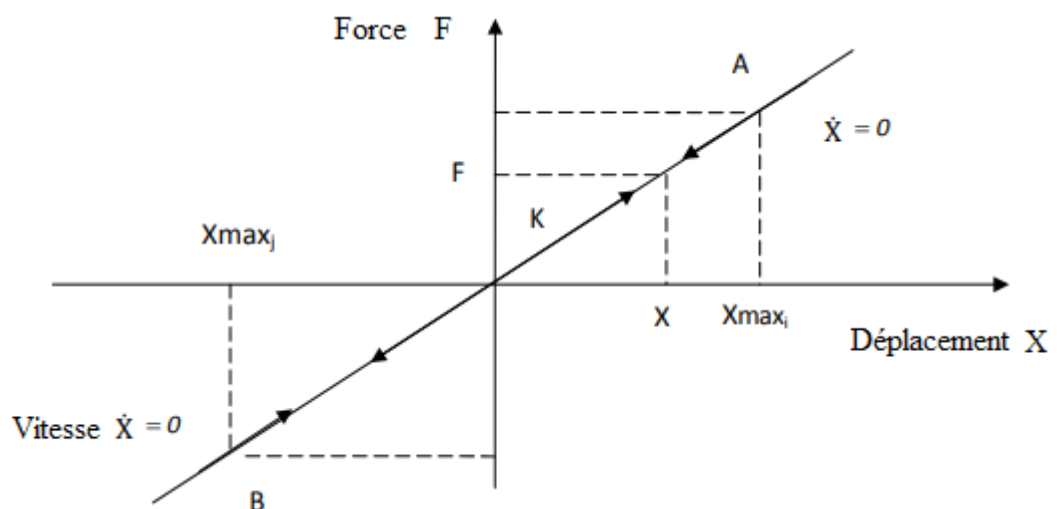


Figure 2.1: schématise la notion d'un comportement linéaire. [7]

2.3 Comportement non linéaire de la structure :

La notion de comportement élastique linéaire n'est pas toujours valable. Lors de sollicitations exceptionnelles ou accidentelles, des contraintes dépassant la limite élastique du matériau peuvent se produire et entraîner des déformations permanentes alors que la

structure peut continuer à résister sans se détruire la stabilité globale de la structure sera étudiée suite à la première apparition de la plasticité, Cette études s'appelle « analyse non linéaire des structures »

Lors d'un séisme d'intensité importante, les structures ne se comportent pas dans le domaine élastique, par conséquent les systèmes linéaires ne représentent pas bien le comportement sismique réel des structures. La non linéarité est indispensable pour une évaluation correcte de leur réponse sismique. Pour effectuer une analyse non linéaire, il faut disposer d'un modèle de comportement qui traduit la relation force – déplacement de l'élément de structure considéré en fonction de l'histoire de chargement. Ce modèle est connu dans la littérature sous le terme « modèle hystérétique ». [7]

2.3.1 Les causes des non linéarités :

Diverses causes peuvent être à l'origine des non linéarités. Le non linéarité peut être externe ou bien interne à la structure.

Parmi les causes externes à la structure, on peut citer les forces d'amortissement qui ne sont pas de type visqueux.

Les causes internes de non-linéarité sont liées au comportement propre de la structure, il s'agit de la réponse des éléments de structure lorsqu'ils sont fortement sollicités. Leur comportement devient plus complexe en s'éloignant de la proportionnalité (comportement linéaire) et en entamant la non-proportionnalité (plastification). La description de tels comportements s'effectue par l'intermédiaire de modèles appelés modèles hystérétiques. [7]

2.3.2 Types des non-linéarités :

Les non-linéarités peuvent se classer en deux grandes catégories : la non-linéarité géométrique et la non-linéarité matérielle. Ces deux types de non-linéarité sont considérés dans la plupart des codes éléments finis : ABAQUS, ANSYS, SAP, ROBOT, CASTEM, ...etc. [7]

a) Non linéarité géométrique :

Cette non-linéarité est due aux déplacements de la structure. Lorsque ces déplacements deviennent importants, l'équilibre du système ne peut plus être décrit dans la configuration initiale non déformée (*théorie du premier ordre des déplacements*) mais doit être étudié dans la configuration déformée (*théorie au second ordre des déplacements*). Dans cette catégorie, *les grands déplacements* et *les grandes rotations* sont présentes. La prise en compte de cette non-linéarité est fondamentale pour l'étude de la stabilité de forme de pièces élancées, ou de structures élancées. Elle permet de prédire le niveau de charge critique pour le calcul au flambement. [7]

Exemple :

Lorsque des charges verticales et horizontales agissent simultanément sur un portique contreventé (**Figure 2.2**), elles produisent des déplacements horizontaux Δ plus importants que si les charges horizontales agissent seules ; ce qui donne une amplification des moments d'extrémités.

L'effet du second-ordre qui en est la cause est appelé (effet P- Δ).

P : désignant les charges verticales

Δ : les déplacements horizontaux.

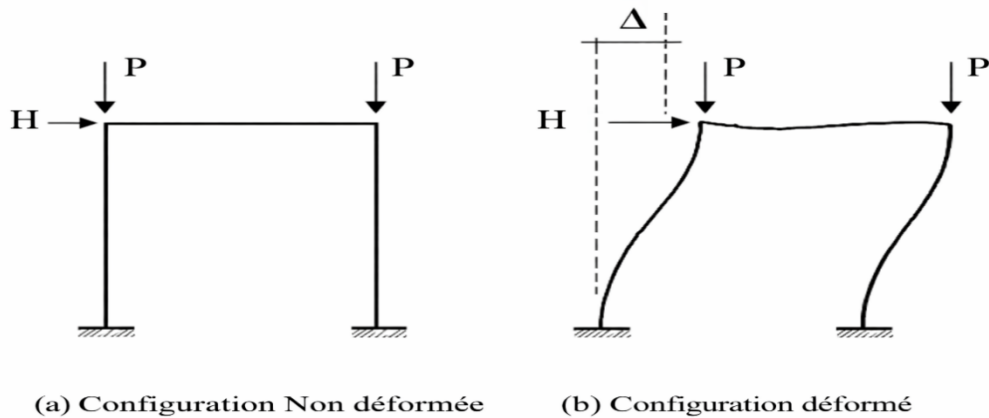


Figure 2.2 : Effet de changement de géométrie ($P-\Delta$). [7]

b) Non linéarité matérielle :

Elle peut provenir de la loi de comportement intrinsèque du matériau (loi de comportement élasto-plastique par exemple), de la fissuration du matériau, du comportement du béton tendu entre deux fissures, du mode d'assemblage entre les poteaux et les poutres d'une structure. [7]

Exemple :

Pour une analyse classique, juste la partie linéaire (OA) (voir Figure III. 3) du diagramme (Contraintes-Déformations) qui est utilisée. Afin de mener un calcul plus exact, plus économique et loin des coefficients de sécurité imposés par les anciens règlements ; la plastification des sections métalliques ou l'écrasement et la fissuration des sections en béton peuvent être prises en compte par l'exploitation des parties restantes des courbes de comportement. [7]

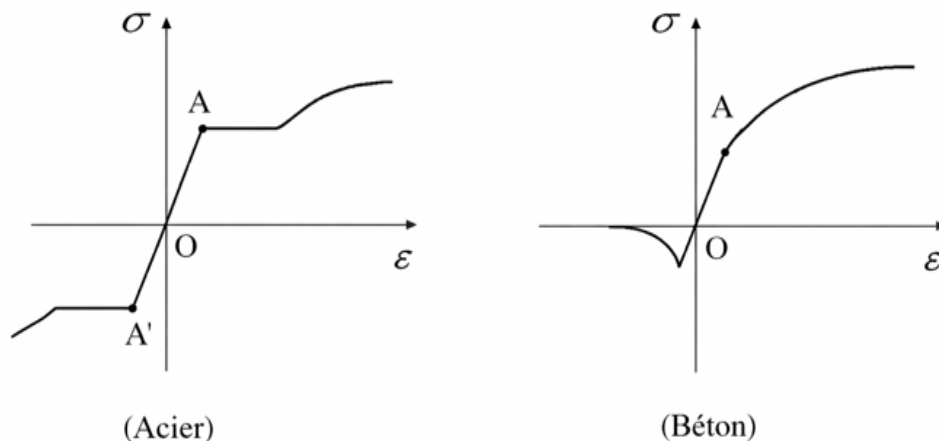


Figure 2.3 : Diagramme Contraintes-Déformations.

2.4 La résolution du système non linéaire :

Dans sa version non linéaire l'équation différentielle de mouvement peut être résolue numériquement par la méthode des différences centrées ou par la méthode de Newmark par exemple la méthode de différence centrée. La force de réaction non linéaire est déterminée

par le modèle hystérétique adopté et introduite directement dans l'équation de mouvement, c'est là que réside l'avantage principal de cette méthode. Par contre, la méthode de Newmark est implicite, elle détermine la rigidité effective de chaque pas de temps. Les itérations sont effectuées avec l'algorithme de Newton-Raphson.

Il faut bien noter une différence importante entre les systèmes linéaires et non linéaires en ce concerne leur résolution. Dans le cas d'un comportement linéaire, la connaissance de toutes les grandeurs du mouvement (déplacement et vitesse et accélération) à un instant donné permet de prédire univoquement le comportement futur, les grandeurs instantanées devenant les conditions initiales pour la suite de résolution peut donc débiter à n'importe quel instant pourvu que les grandeur instantanée soient connues ,par contre, en cas de comportement non linéaire la connaissance de ces grandeur ne permet pas de continuer la résolution de l'équation. En effet, le comportement dépend des événements antérieurs. Il faut également noter que la résolution temporelle nécessite un accélogramme pour la sollicitation sismique, il est évidemment possible d'utiliser des séismes enregistrés, mais les ingénieurs recourent fréquemment à des séismes artificiels pour être d'accord avec les spectres de dimensionnement défini dans les normes de construction. Les séismes obtenus par les procédés mathématiques, cependant les séismes naturels possèdent des caractéristiques difficiles à restituer mathématiquement en particulier, ils sont non stationnaires, c'est-à-dire que leur contenu fréquentiel varie au cours du temps. [7]

2.5 Les différents types d'analyse non linéaire :

Il existe deux types d'analyse non linéaire :

- ✓ L'analyse dynamique à l'aide des méthodes exactes sous citées comme la méthode de Newmark et la méthode de différence centrale ;
- ✓ L'analyse non linéaire statique ou bien pseudo dynamique par la méthode de la poussée progressive ou bien « pushover » (ce dernier type d'analyse est dit aussi calcul approximatif). [7]

2.5 Analyse Pushover :

2.5.1 Définition :

Analyse pushover ou « PUSHOVER ANALYSIS », est une procédure d'analyse originalement développée par Freeman et al en 1975 [7] et c'est une nouvelle méthode pour l'évaluation et la conception sismique des structures, elle est basée sur différents niveaux de performance qui représentent l'état de la structure après l'endommagement. Les résultats de cette analyse sont représentés sous la forme d'une courbe qui relie la force de cisaillement à la base en fonction du déplacement du sommet de la structure (figure II-4). [8]

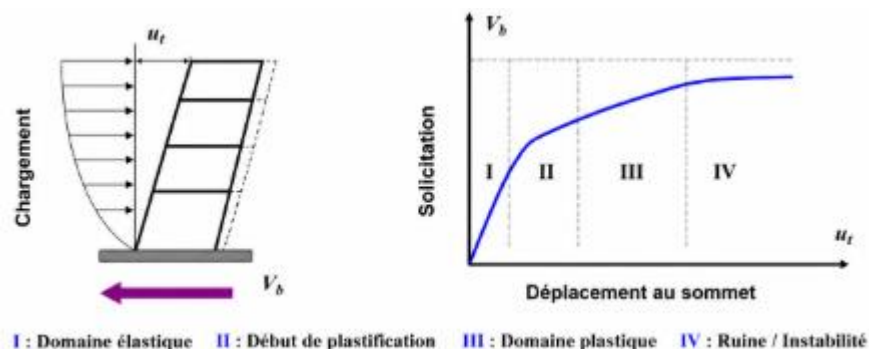


Figure 2.4: Signification physique de la courbe de capacité. [8]

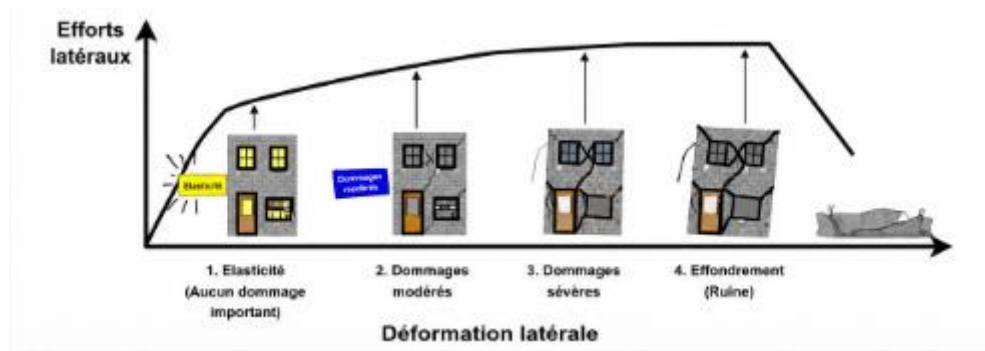


Figure 2.5 : Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité. [8]

D'après cette courbe ; on constate que notre structure passe par quatre niveaux :

- **Niveau I** : correspond au comportement élastique de la structure et représente le niveau de conception habituel. Il indique par conséquent un état de non endommagement.
- **Niveau II** : correspond à un niveau de dommage contrôlé, la stabilité de la structure n'est pas en danger, mais un endommagement mineur est susceptible de se développer.
- **Niveau III** : représente un état d'endommagement avancé, sa stabilité étant en danger.
- **Niveau IV** : effondrement total de la structure.

2.6.2 Objectifs et domaine d'application :

L'analyse Pushover est supposée fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique. Le but essentiel de cette analyse est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer les différents paramètres en termes de sollicitations et déplacements dans les éléments de la structure notamment

- L'estimation des déformations dans le cas des éléments qui doivent subir des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol.
- La détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles, telles que les poteaux et les poutres, les moments sur les jonctions poteau/poutre, les sollicitations de cisaillement.
- Les conséquences de la détérioration de la résistance des éléments sur le comportement global de la structure ce qui permet de déterminer les points faibles des structures.
- L'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes. [9]

2.6.3 Hypothèse d'élaboration de l'analyse « PUSHOVER » :

L'hypothèse de base de cette méthode est de ramener de rapporter les structures 3D ou 2D à un système à un degré de liberté (SDOF), basée sur des recherches antérieures (Saiidi et Sozen 1981), qui ont démontré que le déplacement d'un système à plusieurs degrés de liberté peut être approximativement égal à celui d'un système à un seul degré de liberté quand la réponse dominante est celle du premier mode. [10]

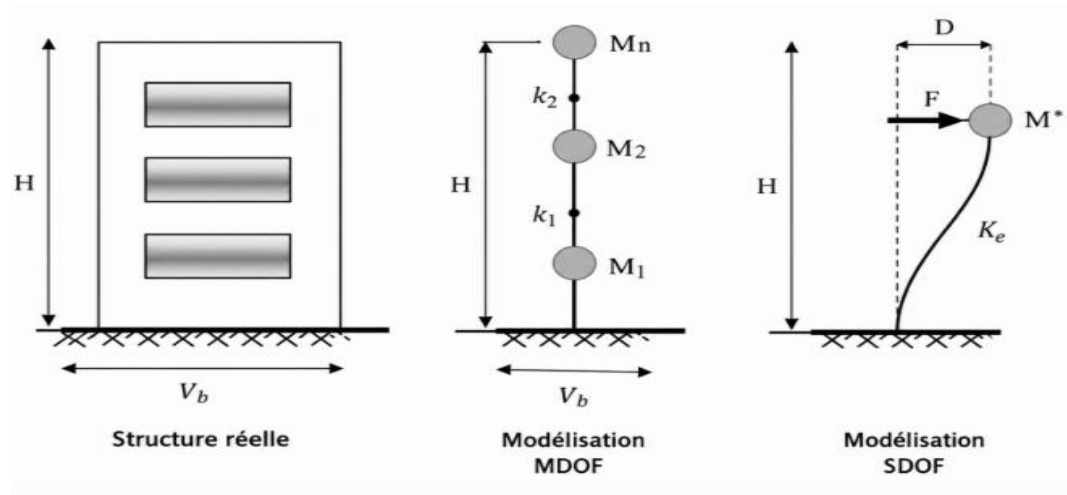


Figure 2.6 : Le système équivalent d'une structure à plusieurs degrés de libertés. [10]

2.6.4 Principe de la méthode :

Le principe consiste à superposer dans un diagramme unique, dans le plan Accélération – Déplacement (AD), le spectre de dimensionnement et la courbe de capacité de la structure afin de déterminer le point de ou de performance de la structure.

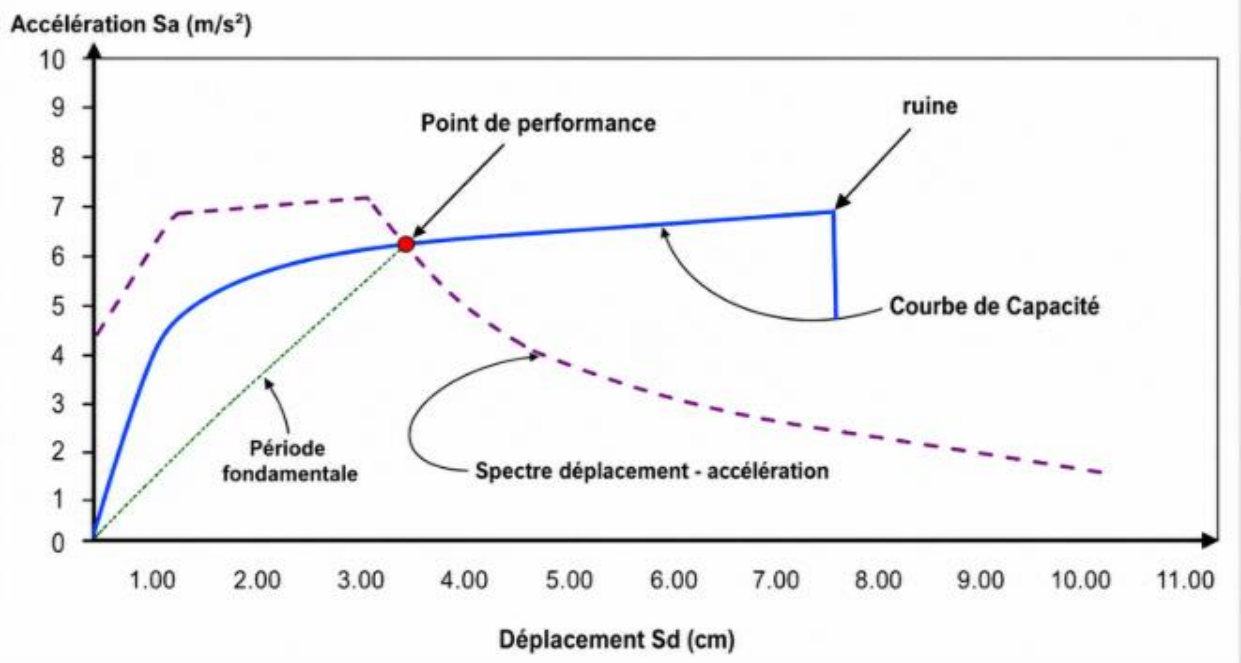


Figure 2.7 : Courbe de capacité spectrale (ATC 40). [11]

- **Le déplacement cible :**

Il était clair que les dommages structuraux causés par les tremblements de terre ne sont pas contrôlés uniquement par le déplacement maximal du sommet ce qui a poussé les chercheurs à conclure que le déplacement cible est destiné à représenter le déplacement maximal qui risque d'être subi lors du séisme. [11]

- **La capacité :**

La capacité globale d'une structure dépend de la résistance et de la déformabilité de ses différents composants. Une répartition latérale des forces est appliquée jusqu'à ce que la limite prédéterminée soit atteinte. La courbe de capacité donne une idée approximative du comportement de la structure après avoir dépassé les limites élastiques. [12]

- **La demande sismique :**

Les mouvements du sol pendant un tremblement de terre produisent des modèles complexes de déplacement horizontal de la structure qui peuvent varier dans le temps. Pour la méthode non linéaire, il est plus facile et plus direct d'utiliser un ensemble de déplacements latéraux comme condition de conception pour une structure. Le déplacement est une estimation de la réponse maximale attendue du bâtiment pendant le mouvement du sol. [12]

- **Point de performance :**

C'est le point d'intersection des courbes de capacité et de la demande, ce point nous permet de savoir si le mécanisme de ruine est dépassé ou non. En d'autres termes si la structure est capable ou non de répondre à la demande sismique.

- **Niveau de performance :**

Les niveaux de performance permettent d'évaluer l'état de la structure après un séisme. Selon les recommandations FEMA, on distingue principalement :

- **IO (Immediate Occupancy)** : dommages légers, la structure reste exploitable immédiatement après le séisme.
- **LS (Life Safety)** : dommages significatifs mais sans risque majeur pour la sécurité des occupants.
- **CP (Collapse Prevention)** : dommages très importants, la structure est proche de l'effondrement mais conserve une stabilité suffisante pour éviter la ruine totale.

L'évaluation du niveau de performance est réalisée en comparant le point de performance obtenu par l'analyse Pushover aux limites définies pour chaque état. [13]

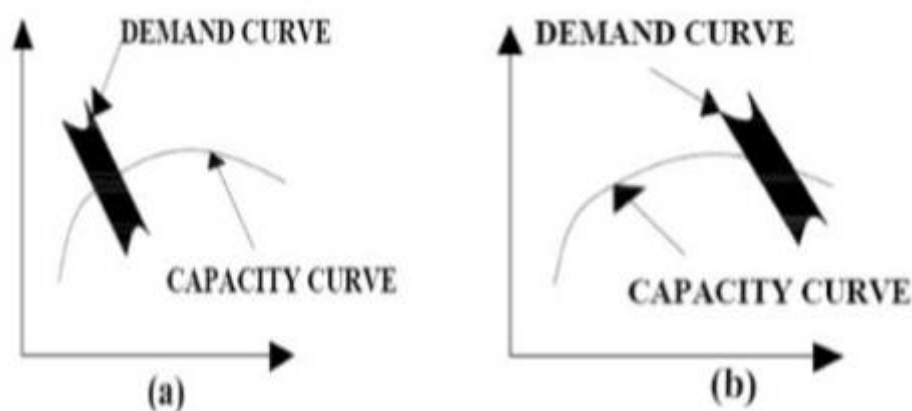


Figure 2.8 : Estimation de la résistance. [13]

- **Définition de la ductilité :**

La ductilité est une caractéristique primordiale des structures qui doivent résister aux séismes par la formation d'un mécanisme plastique global. La ductilité est définie comme la capacité d'une structure et de ses différents éléments structuraux à se déformer inélastiquement sans perte excessive de la résistance et de la raideur. La ductilité des matériaux est mesurée par le rapport de la déformation ultime δ_{max} atteinte au moment de la rupture, à la déformation élastique maximale δ_y . Ce rapport est appelé coefficient de ductilité en déformation noté μ . [14]

$$\mu = \frac{\delta_{max}}{\delta_y}$$

2.7 Rotules plastiques :

2.7.1 Définition :

La rotule plastique est une zone d'un élément de structure (poutres, poteaux, voiles) subissant des déformations irréversibles et capables de dissiper de l'énergie sous sollicitations alternées. Au-delà d'un seuil de sollicitation, elle se comporte comme une articulation autorisant la rotation des autres parties de l'élément.

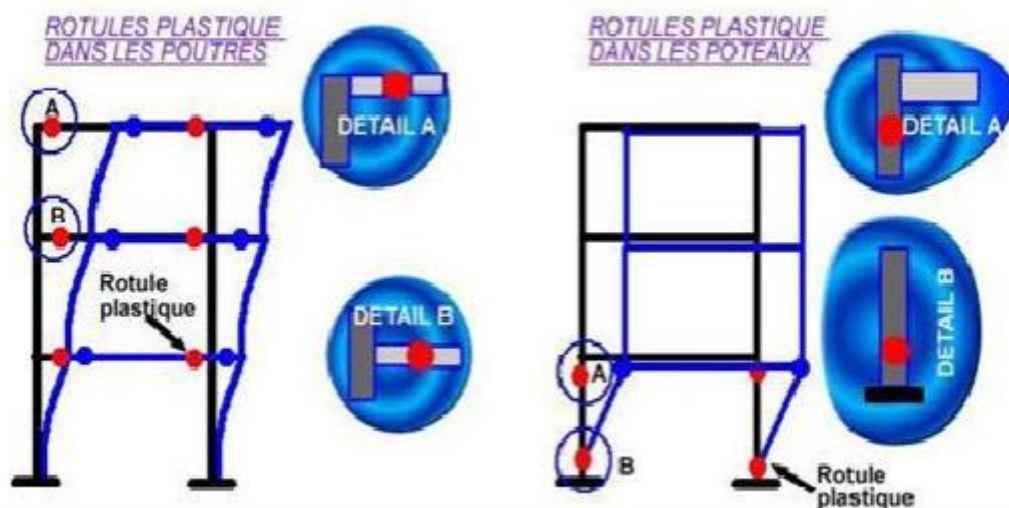


Figure 2.9 : Rotules plastiques au niveau des poteaux et des poutres. [15]

Le comportement non linéaire des poutres et des poteaux est représenté par l'attribution concentrée des rotules plastiques aux extrémités des éléments. Les caractéristiques de flexion des poutres sont définies par des relations moment-rotation assignées comme rotules de moment aux extrémités des poutres. Une surface d'interaction force axiale-flexion permet de déterminer une relation moment-rotation pour représenter les caractéristiques de flexion des rotules plastiques aux extrémités des poteaux. [15]



Figure 2.10 : Rotule plastique au niveau des poteaux et des poutres. [15]

2.7.2 Formation des rotules plastiques :

L'analyse Pushover nous permet d'évaluer l'état de comportement des éléments de la structure si ces derniers passent aux domaines plastiques (rotules plastiques), et vérifier l'emplacement des rotules plastiques dans les différents éléments structuraux (poteaux, poutres). De préférence, ces rotules plastiques doivent être formées dans les éléments horizontaux (poutres) plutôt que dans les éléments verticaux (poteaux), ce qui est conforme au principe du poteau fort/poutre faible. Après le début de plastification des barres longitudinales, la déformation se concentre dans une région appelée rotule plastique.

L'étendue de cette zone contrôle le comportement post-élastique des éléments structuraux donc par conséquent celui de l'ensemble de la structure. [16]

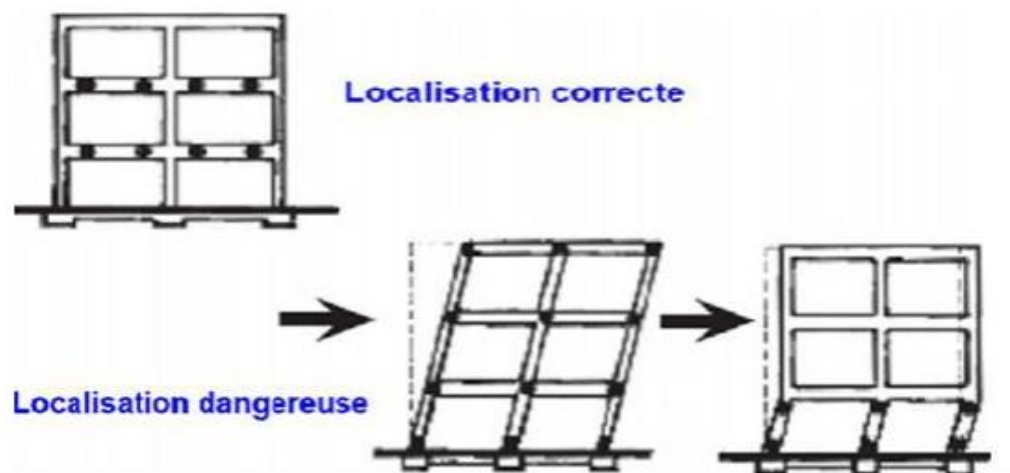


Figure 2.11 : Formation des zones plastifiées (rotules plastiques). [15]

2.8 Les différents guides de l'analyse pushover :

- Il existe différents guides traitant cette méthode
 - FEMA 273 / 356 (Federal Emergency Management Agency).
 - FEMA 273, 1997 "Guidelines for the seismic Rehabilitation of Buildings"

- FEMA 356, 2000 “ Prestandard and Commentary for the seismic Rehabilitation, of Buildings”. [17]
- ATC 40 (Applied Technology Council). California seismic safety commission
- " ATC40 1996, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. [18]
- EC 8 (Eurocode 8). Norme Européenne, prEN1998-1, " calcul des structures pour leur résistance aux séismes-Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments. [19]

2.9 Avantages de la méthode Pushover :

L'analyse Pushover présente plusieurs avantages qui expliquent son utilisation fréquente dans l'évaluation de la performance sismique des structures. Elle permet de représenter le comportement non linéaire des ouvrages sous l'effet des charges sismiques et d'identifier les mécanismes de formation des rotules plastiques. Cette méthode offre également une estimation de la capacité de la structure à dissiper l'énergie sismique et à résister aux sollicitations au-delà du domaine élastique. Comparée aux analyses dynamiques non linéaires, elle nécessite un temps de calcul réduit et une modélisation relativement simple, ce qui la rend particulièrement adaptée aux études de performance sismique des bâtiments existants. [18]

2.10 Limites de la méthode Pushover :

Malgré ses nombreux avantages, l'analyse Pushover comporte certaines limites. Étant une méthode statique, elle ne reproduit pas fidèlement les effets dynamiques réels des séismes. Les résultats obtenus dépendent fortement du mode de chargement latéral adopté et peuvent être moins précis pour les structures irrégulières ou pour celles dont la réponse est influencée par les modes de vibration supérieurs. De plus, cette méthode ne tient pas compte de la variation temporelle du mouvement sismique ni des effets complexes liés aux séismes de forte intensité. Par conséquent, les résultats doivent être interprétés avec prudence, notamment pour les structures présentant un comportement dynamique complexe. [17]

2.11 Conclusion :

Au cours de ce chapitre, les notions essentielles relatives au comportement linéaire et non linéaire des structures ont été présentées. Les différentes formes de non-linéarité, ainsi que leur influence sur la réponse des ouvrages soumis aux sollicitations sismiques, ont été mises en évidence.

L'étude de l'analyse statique non linéaire « Pushover » a permis de comprendre son principe de fonctionnement, ses hypothèses fondamentales ainsi que les principaux paramètres caractérisant la performance sismique d'une structure, notamment la courbe de capacité, le déplacement cible et le point de performance. Cette méthode constitue un outil efficace pour l'évaluation de la capacité portante et de la vulnérabilité des bâtiments face aux séismes.

Les concepts développés dans ce chapitre serviront de base à l'application pratique de l'analyse Pushover sur la structure étudiée, dont les résultats seront présentés et interprétés dans le chapitre suivant.

CHAPITRE 03 :

PRE

DIMENSIONNEM

ENT

DES ELEMENTS

ET DESCENTE

DES CHARGES

CHAPITRE 03 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DESCENTE DES CHARGES.

3.1 Introduction :

Dans ce chapitre, nous procédons au pré dimensionnement des éléments porteurs du bâtiment ainsi qu'à l'établissement de la descente des charges. Les dimensions retenues, conformément aux prescriptions réglementaires, permettent de déterminer les sollicitations et les charges transmises à la structure en vue de son analyse et de son dimensionnement.

3.2 Présentation du projet :

Notre projet de fin d'étude consiste en l'étude d'un bâtiment en béton armé de type R+3.

La construction est réalisée en béton armé et classée dans le groupe d'usage 2 selon le RPA 2024. [20]

a- Caractéristiques géométriques :

Le bâtiment présente une forme rectangulaire avec des décrochements en plan et en élévation.

Le bâtiment présente les dimensions en plan suivant :

- La hauteur de l'étage est de 3 m.
- La hauteur totale du bâtiment est de 12m.
- La longueur du bâtiment est de 20.5 m.
- La largeur du bâtiment est de 8.8 m.

La superstructure est constituée d'une ossature auto stable qui constituée uniquement de poutres et de poteaux, capables de reprendre la totalité des efforts dus au charges verticales et horizontales.

- Les planchers sont réalisés en corps creux de type (16+5) cm pour l'ensemble des étages.
- La terrasse est inaccessible.

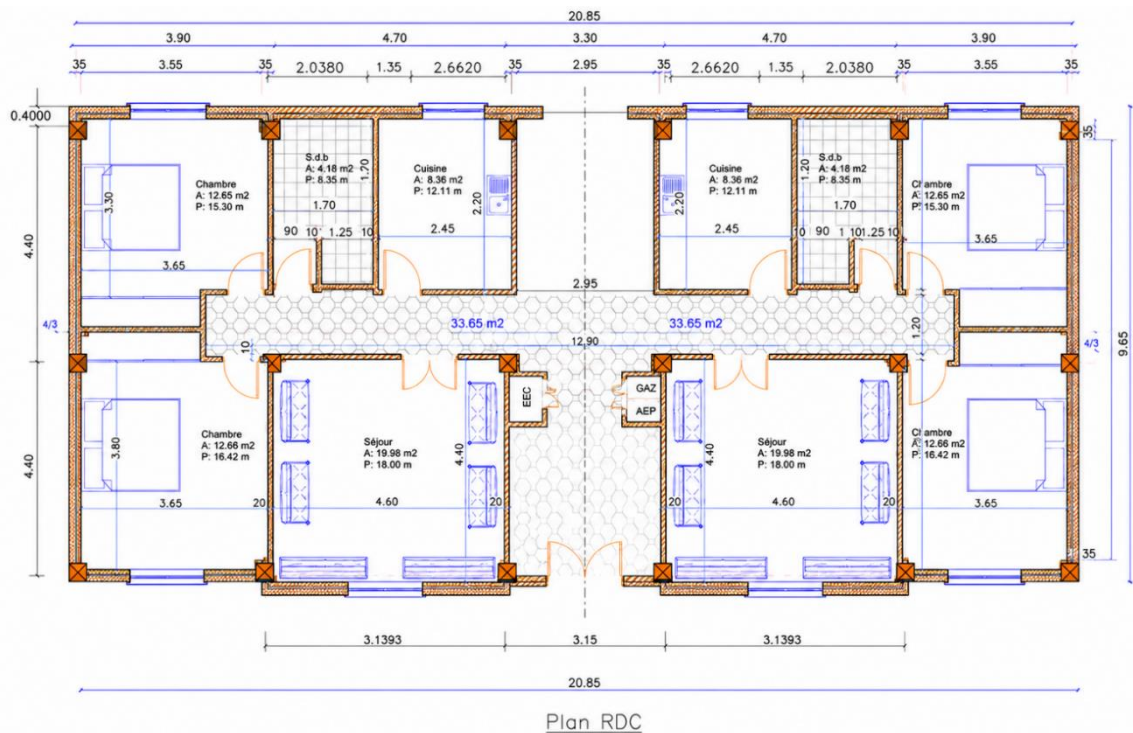


Figure 3.1 : Plan d'architecture représente les dimensions de notre structure.

b- Classement de sol

D'après le rapport géotechnique, la contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$ [21] selon le type

c- Classement de l'ouvrage

L'ouvrage est classé dans le groupe des ouvrages d'importance moyenne ou construction courantes, c'est-à-dire groupe d'usage (2).

d- Règlement utilisé

Tous les calculs sont effectués selon les règles On a recours au logiciel SAP2000 pour la détermination des moment, efforts tranchants, efforts normaux.

3.3 Caractéristiques des matériaux :

a- Le Béton :

• Composition du béton :

Pour 1 m^3 de béton on utilise :

- ❖ 350 Kg/m^3 de ciment de classe CPA325=270L.
- ❖ 156 litres de sable de diamètre 0/5.
- ❖ 390 litres de graviers de diamètre 15/25.
- ❖ 185 litres d'eau de gâchage.

• Résistance caractéristique à la compression :

Elle est égale à sa résistance à la rupture par compression à " j " jour sur cylindre de 200 cm^2 de section est d'une double au diamètre.

- ❖ Compression : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; (j=28 jours en général).
- ❖ Traction : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$.

- **Module de déformation longitudinale du béton :**

- Module instantané :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,6 \text{ MPa}$$

- Module différé :

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,9 \text{ MPa}$$

- **Contraint de calcul du béton comprimé σ_{bc} :**

- Etats limites ultimes de résistance (E.L.U.R).

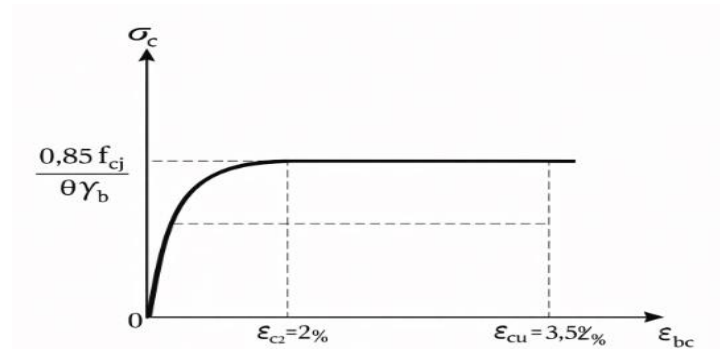


Figure 3.2 : Diagramme contrainte-déformation du béton.

- Etats limites de service (E.L.S)

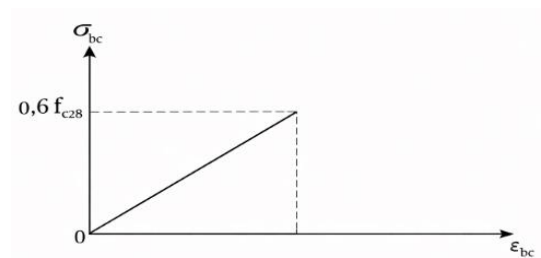


Figure 3.3 : Contraint ultime de cisaillement de béton

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par $Cu \leq 0,15 f_{c28}$

La contrainte ultime du cisaillement du béton est

Définie par : $Cu = \frac{Vu}{b.d}$

Avec :

V_u : effort tranchant

b : largeur de la section

d : hauteur utile de la section

Les armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne sont autorisées si Cu ne dépasse pas.

On distingue alors deux types de fissurations :

- Fissuration peu nuisible.
- Fissuration préjudiciable (ou très préjudiciable).

b- L'Acier :

L'acier est un alliage composé principalement de fer, auquel on ajoute généralement du carbone et d'autres éléments tels que le manganèse, le silicium, le soufre et le phosphore. Ces éléments donnent à l'acier des propriétés améliorées telles que la résistance, la dureté, la ductilité, la résistance à la corrosion, ainsi qu'une large gamme d'autres caractéristiques qui le rendent utile pour diverses applications industrielles et de construction. En raison de sa durabilité, de sa flexibilité, de sa résistance à la déformation et à la rupture, ainsi que de sa capacité à être fabriqué et transformé dans une grande variété de formes et de tailles, l'acier est l'un des matériaux les plus couramment utilisés dans le monde.

➤ Types d'aciers utilisés :

- ❖ Barres lisses de nuances → FeE235 pour le ferraillage transversal.
- ❖ Barres à haute adhérence → FeE400 pour le ferraillage longitudinal.
- ❖ Treillis soudé → FeE215 pour la dalle de compression.

Contraint limite admissible à ELU :

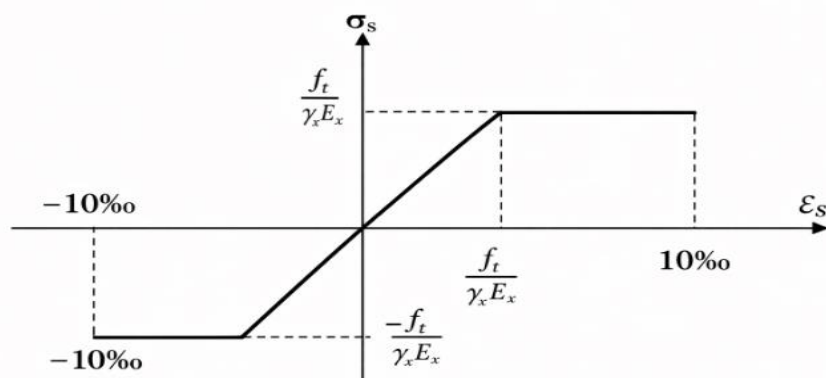


Figure 3.4 : Diagramme de contrainte-déformation.

3.4 Pré dimensionnement des éléments :

Le pré dimensionnement est une étape initiale dans la conception d'un projet de construction ou d'une structure. Cette étape consiste à établir des dimensions et des caractéristiques approximatives de la structure ou du bâtiment en fonction de la destination de celui-ci et des contraintes du site.

3.4.1 Les planchers :

*Plancher à corps creux :

On appelle plancher nervuré l'ensemble constitué de nervures (ou poutrelles) supportant des dalles de faible portée.

Les nervures sont en béton armé, coulées sur place, et reposant sur des poutres principales ou des voiles.

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec : L : plus grande portée libre

$$ht \geq \frac{470}{22,5}$$

$$21 (16 + 5)$$

$$ht \geq 20,8 \quad ht \approx 21$$

$$ht = 21 \text{ cm}$$

$$ht =$$

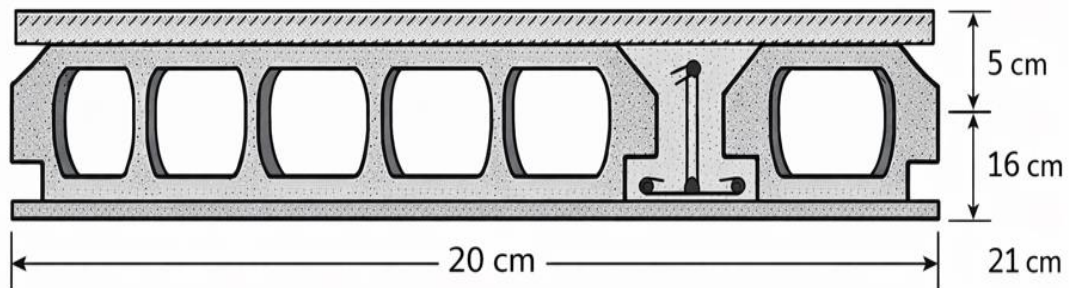


Figure 3.5 : Coupe transversale du plancher.

3.4.2 Les poutres :

• Selon les règles de BAEL93 :

La section de la poutre est déterminée par deux formules (1) et (2).

$$\frac{L}{15} \leq ht \leq \frac{L}{10} \dots\dots\dots (1)$$

$$0,4h \leq b \leq 0,7 \dots\dots\dots (2)$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} L : \text{Longueur maximale de la poutre} \\ h : \text{Hauteur de la poutre} \\ b : \text{Largeur de la poutre} \end{array} \right.$

$$\frac{470}{15} \leq ht \leq \frac{470}{10}$$

$$0,31 \text{ m} \leq h \leq 0,47 \text{ m}$$

• On choisit $h=40$

$$37,6 \times 0,4 \leq b \leq 37,6 \times 0,8$$

➤ On choisit $b = 30$

Donc on adopte une poutre principale de section $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

➤ **Vérification des conditions géométriques du poteau (RPA2024) :**

- $b \geq 25 \text{ cm}$ $30 \geq 25 \text{ cm}$ $\Rightarrow$ Vérifiée
- $h \geq 30 \text{ cm}$ $40 \geq 30 \text{ cm}$ $\Rightarrow$ Vérifiée
- $\frac{L}{h} \leq 16$ $\frac{300}{40} = 7,5 \leq 16$ $\Rightarrow$ Vérifiée

3.4.3 Les chainages :

Selon BAEL :

$$\frac{470}{15} \leq ht \leq \frac{470}{10} \quad h \approx 35,2$$

➤ On adopte $h = 35$

L : la plus grande entre nus

$$0.4h \leq b \leq 0.8h$$

$$35,2 \times 0,4 \leq b \leq 35,2 \times 0,8$$

$$14,08 \leq b \leq 28,16 \quad b \approx 30$$

➤ On adopte $b = 30$

Donc on adopte le chaînage de section (30× 35)

➤ **Vérification des conditions géométriques du poteau (RPA2024) :**

- $b \geq 25cm$ $30 \geq 25cm$ $\Rightarrow$ **Vérifiée**
- $h \geq 30cm$ $35 \geq 25cm$ $\Rightarrow$ **Vérifiée**
- $\frac{L}{h} \leq 16$ $\frac{300}{35} = 8,57 \leq 16$ $\Rightarrow$ **Vérifiée**

3.4.4 Les poteaux :

Les poteaux constituent les éléments porteurs du système planchers- poutres, ils supportent les charges verticales et participent à la stabilité de la structure vis-à-vis aux sollicitations extérieures. La section du poteau se pré dimensionne suivant les critères de résistance et de stabilité de forme.

- ✓ On suppose une charge moyenne de $Q = 1t/m^2 = 10KN/m^2$ par étage
- ✓ Les sections transversales des poteaux doivent satisfaire aux conditions imposées par la RPA2024

$$\min(a, b) \geq 30 \text{ cm} \quad \min(a, b) \geq \frac{he}{20} \quad he : \text{ hauteur étage}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$$

L : longueur de la surface du plancher revenant au poteau.

L : largeur de la surface planchée revenant au poteau.

N : nombre d'étage + RDC = 4

$$= \left(\frac{3,55}{2} + \frac{4,35}{2} \right) \times \left(\frac{4,40}{2} + \frac{4,40}{2} \right) = 17,38m^2$$

$$Nu = Q \times S \times n$$

Avec S : la surface supporte par le poteau le plus sollicité.

Nu : étant la charge verticale à l'E.L.U.

N : nombre d'étage.

$$Nu = Q \times S \times n$$

$$Nu = 10 \times 17,38 \times 4$$

$$Nu = 695,2KN$$

$$Nu = 0,6952MN$$

Pré dimensionnement selon CBA93 :

▪ **Section réduite du béton (Br)**

$$Br \geq \frac{B \times Nu}{\frac{f_{bt}}{0,9} + \frac{0,85 \times Fe}{100 \times \gamma_s}}$$

$$Br \geq \frac{1,2 \times 0,6952}{\frac{14,17}{0,9} + \frac{0,85 \times 400}{100 \times 1,15}}$$

$$Br > 0,0446m^2$$

On prend a=b

$$Br \geq (a - 0,02)^2$$

$$a = b > \sqrt{0,0446 + 0,02} = 0,254m$$

$$a = b = 35cm$$

➤ **Vérification des conditions géométriques du poteau (RPA2024) :**

- $\min(a, b) = 35cm \geq 35cm$ **Vérifiée**
- $\min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \quad 35 \geq \frac{300}{20} \quad 35 \geq 15 \Rightarrow$ **Vérifiée**
- $\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \quad \frac{1}{4} < \frac{35}{35} = 1 < 4 \Rightarrow$ **Vérifiée**

➤ **Vérification du flambement du poteau :**

$$I_x = I_y = \frac{a \times b^3}{12} = \frac{35 \times 35^3}{12} = 125052,0833cm^4$$

▪ **Rayon de giration ix ; iy**

$$B = a \times b = 35 \times 35 = 1225cm^2$$

$$I_x = I_y = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{125052,0833}{1225}} = 10,10cm$$

▪ **Calcul l'élancement :**

$$l_f = 0,7 \times L_0$$

$$l_f = 0,7 \times 300$$

$$l_f = 210 cm$$

l_f : Longueur du flambement

L_0 : Hauteur d'étage

$$L_0 = 3\text{m}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{I} = \frac{210}{10.10} = 20,79$$

$$\lambda_x = \lambda_y = 20,79 < 50$$

Le flambement est vérifié.

Étage	Nu (KN)	Br (cm ²)	(a,b) cm	L ₀ (m)	L _f (m)	Λ
RDC	695	445	35×35	3	2.1	20.79
1er étage	521	334	35×35	3	2.1	20.79
2ème étage	347	222	35×35	3	2.1	24.25
3ème étage	173	111	35×35	3	2.1	24.25

Tableau 3.1 : Résultats du calcul de l'élancement et du flambement des poteaux.

3.5 Descente des charges :

1) Plancher corps creux étage courant :

N°	Désignation	Ep (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Plancher en corps creux (20+5)	0,25	12,8	3,2
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
6	Cloisons légères	0,10	10	1
Charge permanente : G=5,60KN/m²				
Charge d'exploitation : Q=1,5KN/m²				

Tableau 3.2 : Charges permanentes (G) et d'exploitation (Q) plancher étage courant.

2) Plancher terrasse :(inaccessible)

N°	Désignation	Ep (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Gravillon	0,05	20	1
2	Forme de pente moyenne	0,1	22	2,2
3	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
4	Isolation thermique	0,2	5	0,1
5	Plancher corps creux (20+5)	0,25	12,8	3,2
6	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12

Charges permanentes : $G=6,82\text{KN/m}^2$
Charges d'exploitation : $Q=1\text{KN/m}^2$

*Tableau 3.3 : charge permanente (G) et d'exploitation (Q) plancher terrasse inaccessible.***3) Maçonnerie :****➤ Mur extérieur :**

N°	Désignation	Ep (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Enduit intérieur en ciment	0,02	20	0,4
2	Brique creuse	0,10	9	0,9
3	Brique creuse	0,15	9	1,35
4	Enduit extérieur en ciment	0,02	20	0,4
Charges permanentes : $G=3,05\text{KN/m}^2$				
Charges d'exploitation : $Q=1\text{KN/m}^2$				

*Tableau 3.4 : charge permanente (G) et d'exploitation (Q) mur extérieur.***4) Mur intérieur :**

N°	Désignation	Ep (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Enduit intérieur en ciment	0,02	20	0,4
2	Brique creuse	0,10	9	0,9
3	Enduit extérieur en ciment	0,02	20	0,4
Charges permanentes : $G=1,7\text{KN/m}^2$				
Charges d'exploitation : $Q=1\text{KN/m}^2$				

*Tableau 3.5 : charge permanente (G) et d'exploitation (Q) mur intérieur.***3.6 Conclusion :**

Le pré dimensionnement et la descente de charge, sont les premiers pas de départ pour une étude théorique d'une structure et la base de la justification et vérification de la stabilité et résistance.

Dans ce chapitre, les caractéristiques géométriques du bâtiment ainsi que les propriétés mécaniques des matériaux ont été présentées. Le prédimensionnement des différents éléments structuraux et la descente des charges ont permis de définir les dimensions initiales de la structure et les charges appliquées. Ces résultats serviront de base à la modélisation et aux analyses développées dans les chapitres suivants.

CHAPITRE 04:
ETUDE LINEAIRE
DU BATIMENT

CHAPITRE 04 : ETUDE LINEAIRE DU BATIMENT.**4.1 Introduction :**

Ce chapitre présente les résultats obtenus à partir de la modélisation et de l'analyse dynamique de la structure étudiée sous action sismique, en utilisant le logiciel SAP2000, conformément aux exigences du RPA 2024.

L'étude est organisée en deux parties principales :

- Étude linéaire sans prise en compte de l'interaction sol-structure (ISS) : analyse dynamique spectrale permettant le dimensionnement et le ferraillage des éléments porteurs ainsi que des fondations.
- Étude linéaire avec prise en compte de l'ISS : modélisation plus réaliste du comportement dynamique par l'introduction de ressorts de sol selon la méthode de Newmark-Rosenblueth. L'objectif global est d'assurer la résistance, la stabilité et la ductilité de l'ouvrage face aux différentes sollicitations sismiques.

4.2 Etude linéaire du bâtiment (calcul spectral) sans prise en compte de l'ISS :

Dans cette partie, une analyse dynamique spectrale a été réalisée sous SAP2000 conformément aux exigences du RPA 2024 afin de déterminer les sollicitations sismiques nécessaires au dimensionnement des éléments structuraux.

4.2.1 Calcul Modale :**Vérification de la période fondamentale :**

La période fondamentale T est calculée selon la formule empirique du RPA 2024 et comparée à la valeur obtenue par SAP2000

$$T_{sap} \leq 1,3 \times T_{empirique}$$

$$T_{sap} \leq 1,3 \times C_t \times h_n^{\frac{3}{4}}$$

h_n : est la hauteur totale du bâtiment mesurée depuis les fondations jusqu'au dernier niveau.

C_t : système de contreventement est ossatures spatiales en béton armé sans remplissage en maçonnerie donc $C_t=0,075$

➤ Vérification initiale (sans voiles) :

$$T_{empirique} = 0,075 \times 12^{\frac{3}{4}}$$

$$T_{sap} = 0,7123 \text{ s} > 1,3 \times T_{empirique} = 0,62868 \text{ s} \quad \text{Non vérifiée}$$

La condition n'étant pas satisfaite, on ajoute des murs voiles d'épaisseur 0,12 m aux poteaux de coin afin de rigidifier la structure.

➤ Vérification après ajout des voiles :

$$T_{sap} = 0,4496 \text{ s} \leq 1,3 \times T_{empirique} = 0,62868 \text{ s} \quad \text{Vérifiée}$$

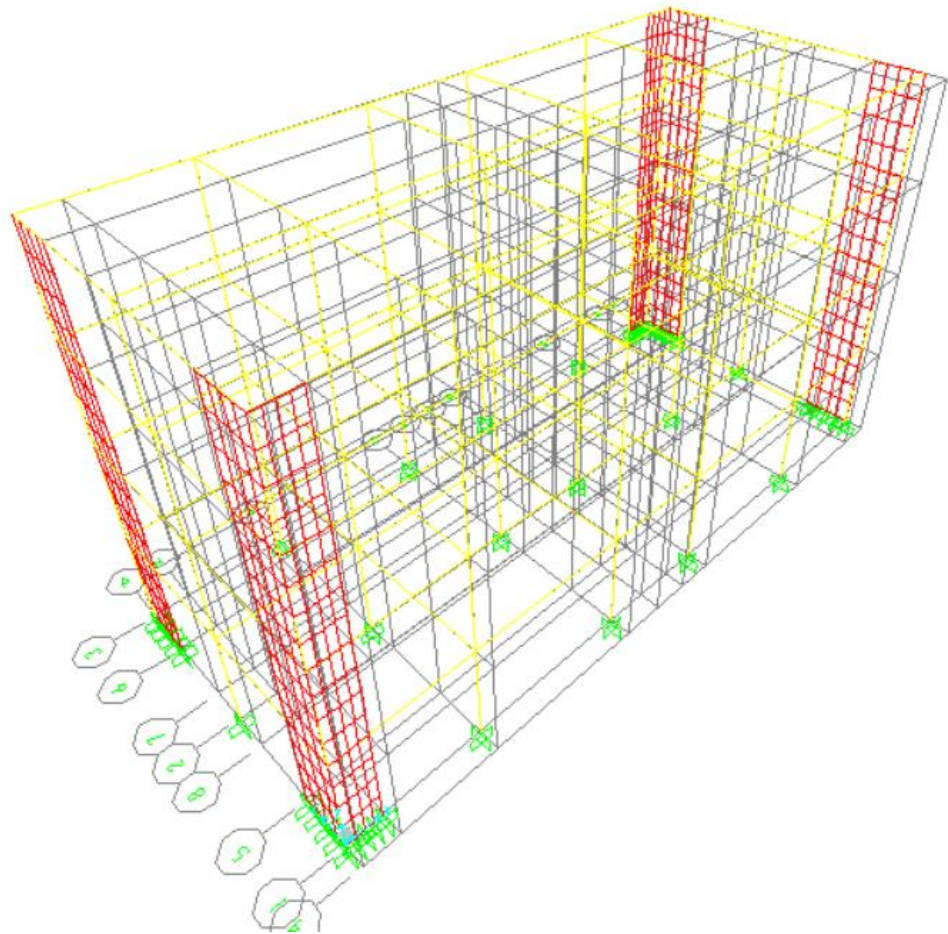


Figure 4.1 : Modélisation tridimensionnelle du bâtiment avec voiles de rigidification (Logiciel SAP2000).

4.2.2 Calcul spectrale :

4.2.2.1 Spectre de réponse selon le RPA2024 :

Le spectre de réponse est défini à partir de plusieurs paramètres sismiques caractéristiques du site et de la structure. Ces paramètres ont été déterminés conformément aux dispositions du RPA 2024.

Paramètre	Valeur
Zone sismique	V
Groupe d'importance	2
Facteur de site	S3 (sol meuble)
Coefficient de comportement R	5,5
Facteur de qualité QFx	1,0
Facteur de qualité QFy	1,1

Tableau 4.1 : Paramètres sismiques adoptés pour le calcul spectral.

4.2.2.2 Description des paramètres :

- **Zone sismique :**

Le site d'étude, situé dans la ville d'Ain-Temouchent, est classé en zone sismique V conformément à la carte sismique du RPA 2024.

- **Groupe d'importance :**

Le bâtiment est destiné à l'habitation avec une hauteur inférieure à 48 m. Il est donc classé dans le groupe 2, correspondant aux ouvrages d'importance moyenne.

- **Facteur de site :**

D'après les caractéristiques géotechniques du terrain, le sol est classé en catégorie S3 (sol meuble). Le facteur de site est déterminé en conséquence.

- **Coefficient de comportement R :**

La structure est contreventée par un système en ossature en béton armé. Conformément au RPA 2024, le coefficient de comportement adopté est $R = 5,5$.

- **Facteurs de qualité QF :**

Direction X : toutes les conditions de régularité sont satisfaites ($P_q = 0$), d'où $QF_x = 1,0$.

Direction Y : la condition du nombre minimal de travées (2 travées) n'est pas vérifiée. Par conséquent, $QF_y = 1,1$.

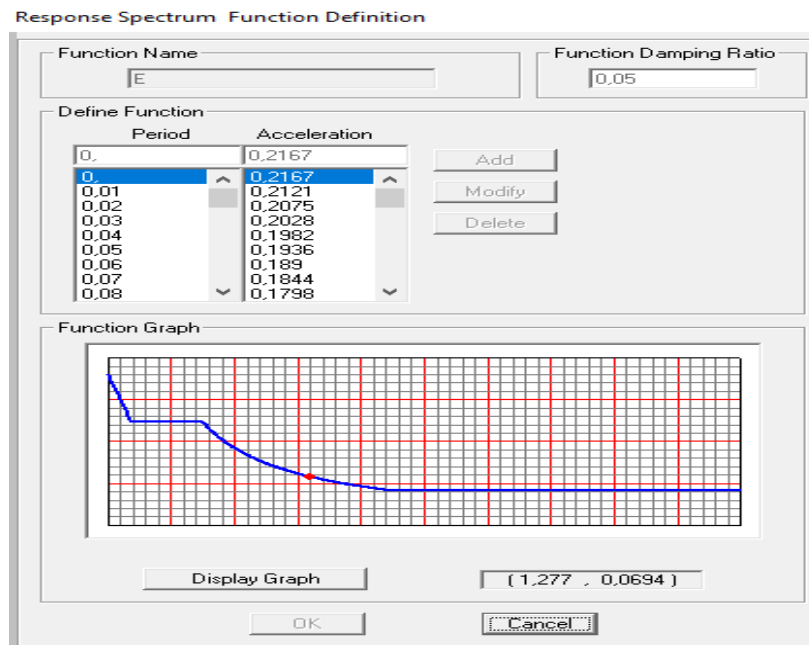


Figure 4.2 : Courbe et paramètres du spectre de réponse de calcul introduits sous SAP2000.

- **Combinaisons d'actions :**

Les combinaisons d'actions ont été définies conformément au RPA2024 afin de prendre en compte les effets des charges permanentes, d'exploitation et sismiques.

$$\begin{cases} G + \Psi \cdot Q + E1 \\ G + \Psi \cdot Q + E2 \end{cases}$$

Où :

- G : charges permanentes.

- Q : charges d'exploitation.
- Ψ : coefficient d'accompagnement, fonction de type d'ouvrage. $\Psi = 0,3$, on a bâtiment d'habitation.

$$(G + 0,3Q + E_x + 0,3E_y)$$

$$(G + 0,3Q + E_x - 0,3E_y)$$

$$(G + 0,3Q - E_x + 0,3E_y)$$

$$(G + 0,3Q - E_x - 0,3E_y)$$

$$(G + 0,3Q + 0,3E_x + E_y)$$

$$(G + 0,3Q + 0,3E_x - E_y)$$

$$(G + 0,3Q - 0,3E_x + E_y)$$

$$(G + 0,3Q - 0,3E_x - E_y)$$

4.2.3 Calcul Ferrailage :

1) Ferrailage de la poutre principal :

Les sollicitations maximales extraites de SAP2000 sont :

- Moment ultime : $M_u = 85,62 \text{ kN.m}$
- Moment de service : $M_s = 62,67 \text{ kN.m}$
- Dimensions : $b=30\text{cm}$, $h=40\text{cm}$, $d=35\text{cm}$
- ❖ Calcul aux États Limites Ultimes (ELU)

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$$

$$\mu = \frac{85,6199 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,35)^2 \times 14,17} = 0,1644\text{m}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,1644})$$

$$\alpha = 0,2259$$

$$z = d(1 - 0,4 \times \alpha)$$

$$z = 0,35(1 - 0,4 \times 0,2259)$$

$$z = 0,3183\text{m}$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_{bc} \times z}$$

$$A = \frac{85,6199 \times 10^{-3}}{348 \times 0,3183} = 7,72 \times 10^{-4} \text{m}^2$$

❖ Section minimale selon RPA 2024 :

$$A_{\min} = 0,5\% \times b \times h$$

$$A_{\min} = 0,5\% \times 0,3 \times 0,4$$

$$A_{\min} = 6 \times 10^{-4} \text{m}^2$$

- On adopte : 4T16 avec une section 8,04 cm².

$$A_{\text{sc}} = \frac{A_{\text{st}}}{4}$$

$$A_{\text{sc}} = \frac{8,04}{4}$$

$$A_{\text{sc}} = 2,01 \times 10^{-4} \text{m}^2$$

- On adopte : 2T14 avec une section 3,08 cm².

❖ Calcul aux États Limites Service (ELS) :

$$\sigma_{\text{bc}} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0,3 \times 0,4^3}{12} = 1,6 \times 10^{-3} \text{m}^4$$

$$y = \frac{h}{2} = \frac{0,4}{2} = 0,2 \text{m}$$

$$\sigma_{\text{bc}} = \frac{62,6703 \times 10^6}{1,6 \times 10^9} \times 200 = 7,83 \text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{bc}} \leq 0,6 f_{\text{c}28}$$

$$7,83 \leq 0,6 \times 25$$

$$7,83 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

2) Ferrailage de chaînage :

Les sollicitations maximales extraites de SAP2000 sont :

- Moment ultime : $M_u = 16,65 \text{ kN.m}$.
- Moment de service : $M_s = 12,18 \text{ kN.m}$.
- Dimensions : $b = 30 \text{ cm}$, $h = 35 \text{ cm}$, $d = 30 \text{ cm}$

Calcul aux États Limites Ultimes (ELU)

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{\text{bc}}}$$

$$\mu = \frac{16,6519 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,3)^2 \times 14,17} = 0,0435 \text{m}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0435})$$

$$\alpha = 0,0556$$

$$z = d(1 - 0,4 \times \alpha)$$

$$z = 0,3(1 - 0,4 \times 0,0556)$$

$$z = 0,2933\text{m}$$

$$A = \frac{16,6519 \times 10^{-3}}{348 \times 0,2933} = 1,63 \times 10^{-4}\text{m}^2$$

❖ Section minimale selon RPA 2024 :

$$A_{\min} = 0,5\% \times b \times h$$

$$A_{\min} = 0,5\% \times 0,3 \times 0,35$$

$$A_{\min} = 5,25 \times 10^{-4}\text{m}^2$$

- On adopte : 6T12 avec une section 6,78 cm².

$$A_{\text{sc}} = \frac{A_{\text{st}}}{4}$$

$$A_{\text{sc}} = \frac{6,78}{4}$$

$$A_{\text{sc}} = 1,7 \times 10^{-4}\text{m}^2$$

- On adopte : 2T12 avec une section 2,26 cm².

❖ Calcul aux États Limites Service (ELS) :

$$\sigma_{\text{bc}} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0,3 \times 0,35^3}{12} = 1,071 \times 10^{-3}\text{m}^4$$

$$y = \frac{h}{2} = \frac{0,35}{2} = 0,175\text{m}$$

$$\sigma_{\text{bc}} = \frac{12,1758 \times 10^6}{1,071 \times 10^9} \times 175 = 1,98\text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{bc}} \leq 0,6f_{c28}$$

$$1,98 \leq 0,6 \times 25$$

$$1,98 \text{ MPA} \leq 15 \text{ MPA} \quad \text{Condition vérifiée}$$

3) Ferrailage de poteau

Le ferrailage est déterminé pour les deux cas de combinaisons les plus défavorables extraits de SAP2000.

➤ Cas 1 : Compression dominante

$$M_u = 1,036 \text{ kN.m}, \quad N_u = 969,877 \text{ kN}, \quad b = 35 \text{ cm}, \quad h = 35 \text{ cm},$$

$$d = 0,9h, \quad d' = 0,1h, \quad f_{c28} = 25 \text{ MPA.}$$

$$\gamma_s = 1,15, \gamma_b = 1,5, \quad F_{bc} = 14,17 \text{ MPA}, \quad \sigma_{st} = 348 \text{ MPA}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,036}{969,877} = 1,068 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 1,068 \times 10^{-3} + \frac{0,35}{2} - 0,035 = 0,141 \text{ m}$$

❖ Moment fictive

$$M_a = N_u \times e_a = 969,877 \times 0,141$$

$$M_a = 136,75 \text{ kN.m}$$

❖ Détermination du ferrailage

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{136,75 \times 10^{-3}}{0,35 \times (0,315)^2 \times 14,17} = 0,2778 < 0,392 \text{ m} \rightarrow \text{Section a simple armature}$$

Les armatures supérieures $A_2 = 0$

Les armatures inférieures A_1 sont calculées par la formule $A_1 = \frac{M_u}{\sigma_s \times z}$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,2778}) = 0,4167$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$z = 0,315(1 - 0,4 \times 0,4167) = 0,2625 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } A_1 = \frac{1,036 \times 10^{-3}}{348 \times 0,2625} = 1,1340 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

$$A_{\min} = 0,8\% \times b \times a$$

$$A_{\min} = 0,8\% \times 0,35 \times 0,35 = 9,8 \text{ cm}^2$$

❖ Section d'armature selon BAEL91 :

$$A_{\min} = 0,2 \times \frac{B}{100}$$

$$A_{\min} = 0,2 \times \frac{(35 \times 35)}{100}$$

$$A_{\min} = 2,45 \text{ cm}^2$$

❖ Les armatures finales :

$$A_s = \max(A; A_{BAEL91}; A_{RPA})$$

$$A_s = \max(0,13; 9,8; 2,45) \text{ cm}^2$$

$$A_s = 9,8 \text{ cm}^2$$

➤ **Cas 2 : Flexion dominante**

$$M_u = 50,4776 \text{ kN.m}, \quad N_u = 109,95 \text{ kN}, \quad b = 35 \text{ cm}, \quad h = 35 \text{ cm},$$

$$d = 0,9h, \quad d' = 0,1h, \quad f_{c28} = 25 \text{ MPA}.$$

$$\gamma_s = 1,15, \gamma_b = 1,5, \quad F_{bc} = 14,17 \text{ MPA}, \quad \sigma_{st} = 348 \text{ MPA}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{50,4776}{109,95} = 0,4590 \text{ m}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 0,4590 + \frac{0,35}{2} - 0,035 = 0,599 \text{ m}$$

❖ Moment fictive

$$M_a = N_u \times e_a = 109,95 \times 0,599$$

$$M_a = 65,86 \text{ kN.m}$$

❖ Détermination du ferrailage :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{65,86 \times 10^{-3}}{0,35 \times (0,315)^2 \times 14,17} = 0,1338 < 0,392 \text{ m}$$

Section a simple armature

Les armatures supérieures A2 = 0

Les armatures inférieures A1 sont calculées par la formule $A1 = \frac{M_u}{\sigma_s \times z}$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,1338}) = 0,1802$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$z = 0,315(1 - 0,4 \times 0,1802) = 0,2923 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } A1 = \frac{50,4776 \times 10^{-3}}{348 \times 0,2923} = 4,96 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{min} = 0,8\% \times b \times a$$

$$A_{min} = 0,8\% \times 0,35 \times 0,35 = 9,8 \text{ cm}^2$$

❖ Section d'armature selon BAEL91 :

$$A_{min} = 0,2 \times \frac{B}{100}$$

$$A_{min} = 0,2 \times \frac{(35 \times 35)}{100}$$

$$A_{min} = 2,45 \text{ cm}^2$$

Les armatures finales :

$$A_s = \max(A; A_{BAEL91}; A_{RPA})$$

$$A_s = \max(4,96; 9,8; 2,45) \text{ cm}^2$$

$$A_s = 9,8 \text{ cm}^2$$

$$A_s = (A_{s1} ; A_{s2})$$

$$A_s = \max(9,8 ; 9,8)$$

$$A_s = 9,8 \text{ cm}^2$$

- On adopte : 8T14 avec une section 12,31 cm²

4.2.4 Conception et Dimensionnement des Fondations :

1) Généralités :

Les fondations assurent la transmission des charges de la superstructure vers le sol support. Leur conception doit garantir la stabilité de l'ouvrage tout en limitant les déformations excessives et les risques de rupture.

Compte tenu des caractéristiques géotechniques du terrain (sol meuble S3, contrainte admissible $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$), il a été opté pour des fondations superficielles de type semelles isolées, réparties en trois catégories selon la position des poteaux.

2) Méthode et dimensionnement :

Le dimensionnement est effectué par la méthode des rapports égaux.

$$\text{pression}[\text{Pa}] = \frac{\text{Force}[\text{N}]}{\text{Surface}[\text{m}^2]}$$

$$\text{Avec } \sigma = \frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \begin{cases} S \geq \frac{N_s}{\sigma} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{cases}$$

Notation :

N_s : La charge appliquée sur le poteau le plus chargé.

σ_{sol} : La contrainte admissible de sol.

S : La surface de semelle.

- On peut écrire : $\sigma_{sol} \geq (N_s / (A \times B)) \dots \dots \dots (1)$
- On a :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \Rightarrow A = \frac{a \times B}{b} \dots \dots \dots (2)$$

- On remplace 02 dans 01 :

$$\sigma_{sol} \geq (N_s / (\frac{a \times B}{b} \times B))$$

$$\Rightarrow A \geq \sqrt{S \times \frac{a}{b}}$$

$$\Rightarrow B \geq \sqrt{S \times \frac{b}{a}}$$

a) Semelle isolée pour poteaux de coin voile :

*On calcule la surface S :

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma}$$

σ_{sol} : Il donne dans le rapport géothiquique de laboratoire.

- On prendre $\sigma_{sol}=0.2\text{bars}$
- On déterminer le rapport N_s depuis la modélisation on SAP2000 on a trouvé.
- $N_s = 149,498\text{KN}$
- Donc :

$$S \geq \frac{0,149}{0,2} = 0,745 \text{ m}^2$$

$$A \geq \sqrt{S \times \frac{a}{b}} = \sqrt{0,745 \times \frac{0,35}{0,35}} \quad A \geq 0,86\text{m}$$

- On prendre $A = 0,95 \text{ m}$

$$B \geq \sqrt{S \times \frac{b}{a}} = \sqrt{0,745 \times \frac{0,35}{0,35}} \quad B \geq 0,86\text{m}$$

- On prendre $B = 0,95\text{m}$

Calculer la hauteur H de la semelle :

$$d \geq \text{Sup}\left(\frac{A-a}{4}; \frac{B-b}{4}\right) \Rightarrow d \geq \text{Sup}(0,15; 0,15)$$

$$\text{On prend : } d = 0,5 \text{ m et } H_s = d + 0,05 \Rightarrow H_s = 0,20\text{m}$$

- On aux dimensions des semelles sont $(A \times B \times H_s)$ $(0,95 \times 0,95 \times 0,20)$.

$$S_{\text{semelle}} = B^2 \times \text{Nombre de poteaux}$$

$$S_{\text{semelle}} = 0,95^2 \times 18 = 16,25 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 180,4 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bat}}} = \frac{16,25}{180,4} = 0,09 < 50\% \quad \text{CV}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{sol} \leq \bar{\sigma}_{sol} \quad \text{avec } \sigma_{sol} = \frac{(N_s + \text{poids S de semelle})}{S}$$

$$\sigma_{sol} = \frac{(0,149 + 0,95 \times 0,95 \times 0,20 \times 0,025)}{0,95 \times 0,95}$$

$$\sigma_{sol} = 0,17\text{MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,2\text{MPa}$$

b) Semelle isolée pour poteaux centrale :

*On calcule la surface S :

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma}$$

σ_{sol} : Il donne dans le rapport géothiquique de laboratoire.

- On prendre $\sigma_{sol}=0.2\text{bars}$
- On déterminer le rapport N_s depuis la modélisation on SAP2000 on a trouvé
- $N_s = 706,802\text{KN}$
- Donc :

$$S \geq \frac{0,706}{0,2} = 3,53\text{m}^2$$

$$A \geq \sqrt{S \times \frac{a}{b}} = \sqrt{3,53 \times \frac{0.35}{0.35}} \quad A \geq 1,88\text{m}$$

- On prendre $A = 2 \text{ m}$

$$B \geq \sqrt{S \times \frac{b}{a}} = \sqrt{3,53 \times \frac{0.35}{0.35}} \quad B \geq 1,88\text{m}$$

- On prendre $B = 2 \text{ m}$

Calculer la hauteur H de la semelle :

$$d \geq \text{Sup}\left(\frac{A-a}{4}; \frac{B-b}{4}\right) \Rightarrow d \geq \text{Sup}(0,4125; 0.4125)$$

$$\text{On prend : } d = 0.45 \text{ m et } H_s = d + 0.05 \Rightarrow H_s = 0.5 \text{ m}$$

- On aux dimensions des semelles sont $(A \times B \times H_s) (2 \times 2 \times 0.5)$.

$$S_{\text{semelle}} = B^2 \times \text{Nombre de poteaux}$$

$$S_{\text{semelle}} = 2^2 \times 18 = 72 \text{ m}$$

$$S_{\text{bat}} = 180.4 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bat}}} = \frac{72}{180,4} = 0,40 < 50\% \quad \text{CV}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{sol} \leq \bar{\sigma}_{sol} \quad \text{avec } \sigma_{sol} = \frac{(N_s + \text{poids S de semelle})}{S}$$

$$\sigma_{sol} = \frac{(0,706 + 2 \times 2 \times 0,55 \times 0,025)}{2 \times 2}$$

$$\sigma_{sol} = 0,19\text{MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,2\text{MPa}$$

c) Semelle isolée pour poteaux de rive :

*On calcule la surface S :

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma}$$

σ_{sol} : Il donne dans le rapport géotechnique de laboratoire.

- On prendre $\sigma_{sol}=0.2\text{bars}$
- On déterminer le rapport N_s depuis la modélisation on SAP2000 on a trouvé
- $N_s=363,975\text{KN}$
- Donc :

$$S \geq \frac{0,363}{0,2} = 1,82 \text{ m}^2$$

$$A \geq \sqrt{S \times \frac{a}{b}} = \sqrt{1,82 \times \frac{0,35}{0,35}} \quad A \geq 1,35\text{m}$$

- On prendre $A = 1,40 \text{ m}$

$$B \geq \sqrt{S \times \frac{b}{a}} = \sqrt{1,82 \times \frac{0,35}{0,35}} \quad B \geq 1,35\text{m}$$

- On prendre $B = 1,40 \text{ m}$

Calculer la hauteur H de la semelle :

$$d \geq \text{Sup}\left(\frac{A-a}{4}; \frac{B-b}{4}\right) \Rightarrow d \geq \text{Sup}(0,2625; 0,2625)$$

$$\text{On prend : } d = 0.35 \text{ m et } H_s = d + 0.05 \Rightarrow H_s = 0.40 \text{ m}$$

- On aux dimensions des semelles sont $(A \times B \times H_s)$ $(1,4 \times 1,4 \times 0.40)$.

$$S_{\text{semelle}} = B^2 \times \text{Nombre de poteaux}$$

$$S_{\text{semelle}} = 1,4^2 \times 18 = 35,28 \text{ m}$$

$$S_{\text{bat}} = 180.4 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bat}}} = \frac{35,28}{180,4} = 0,20 < 50\% \quad \text{CV}$$

➤ **Vérification des constraints :**

$$\sigma_{sol} \leq \bar{\sigma}_{sol} \quad \text{avec } \sigma_{sol} = \frac{(N_s + \text{poids S de semelle})}{S}$$

$$\sigma_{sol} = \frac{(0,363 + 1,4 \times 1,4 \times 0,4 \times 0,025)}{1,4 \times 1,4}$$

$$\sigma_{sol} = 0,195 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,2 \text{MPa}$$

Type de semelle	Ns (kN)	A × B (m)	Hs (m)
Poteau de coin (avec voile)	149,50	0,95 × 0,95	0,20
Poteau de rive	363,97	1,40 × 1,40	0,40
Poteau central	706,80	2,00 × 2,00	0,50

Tableau 4.2 : Dimensions et vérifications des semelles isolées.

4.3 Etude linéaire de bâtiment avec Interaction sol structure :

4.3.1 Modélisation de l'Interaction Sol-Structure :

1) Principe :

La prise en compte de l'interaction sol-structure (ISS) consiste à remplacer le sol sous les semelles par un ensemble de ressorts de rigidité. Cette modélisation, plus réaliste que l'encastrement parfait, permet de reproduire la déformabilité du sol et son influence sur la réponse dynamique de la structure.

Le calcul spectral réalisé sous SAP2000 avec ISS montre que la réponse sismique diminue progressivement avec l'augmentation de la période, traduisant un comportement plus souple de la fondation.

2) Formules de Newmark-Rosenblueth :

Les rigidités des ressorts de sol sont calculées selon la méthode de Newmark-Rosenblueth pour des semelles rigides rectangulaires :

Mouvement	Semelle rigide rectangulaire
Vertical	$K_v = \frac{G}{1 - \nu} \times \beta_z \sqrt{A}$
Horizontal	$K_h = 2(1 + \nu) \times G \times \beta_{xy} \times \sqrt{A}$
Balancement	$K_\phi = \frac{G}{1 - \nu} \times \beta_\phi \times a^2 b$

Tableau 4.3 : Formules de Newmark-Rosenblueth pour semelles rectangulaires surfaciques.

Avec :

- A : Aire de la fondation ($A = a_s \times b_s$), a et b longueurs et largeurs de la fondation.
- G_s : Module de cisaillement dynamique du sol [N/m^2], a été déterminé par la relation $G_s = \rho \times V_s$ où la vitesse des ondes de cisaillement ($V_s = 300 \text{m/s}$) a été adoptée selon les caractéristiques géotechniques du sol S3 conformément au RPA2024.
- ν : Coefficient de poisson, adopté est $\nu = 0,4$ valeur usuelle pour les sols meubles de type S3 selon le RPA2024.
- β_z , β_{xy} et β_ϕ sont donnés par des abaques suivants.

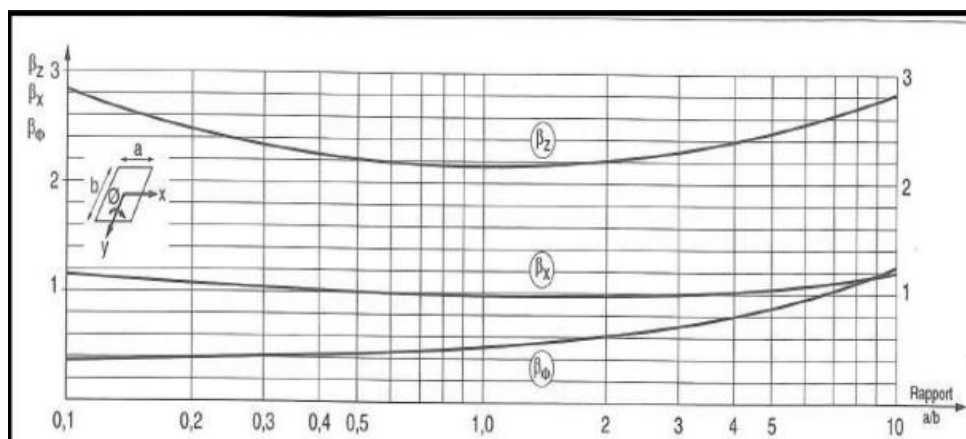


Figure 4.3 : Abaque donnant les coefficients de Newmark.

Type de semelle		Coin avec mur voile	Rive	Centrale
Coefficient $a/s/b$		1	1	1
Surface de semelle A (m^2)		1	1,96	4
Paramètre Sans Dimension	$\beta_{x,y}$	1	1	1
	β_z	2,19	2,19	2,19
	β_ϕ	0,5	0,5	0,5
Raideurs des Ressorts de Sol (KN/m)	K_v	591300	827820	1182600
	K_h	453600	635040	907200
	K_ϕ	135000	370440	1080000

❖ Les périodes :

Les périodes avec ISS et sans ISS :

Tableau 4.4 : Rigidité de ressorts du sol.

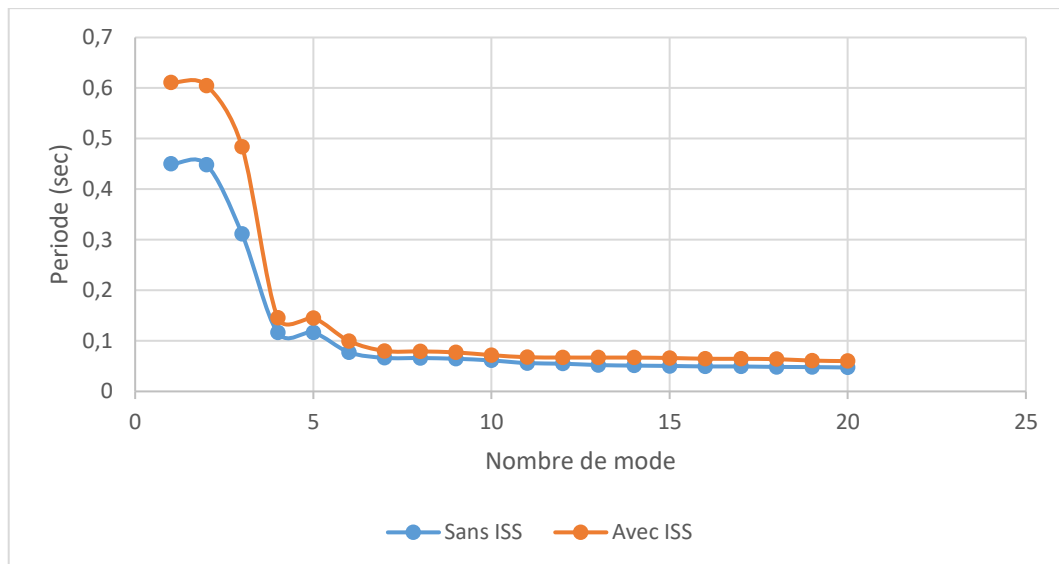


Figure 4.4 : Effet de la modélisation de l'ISS sur les périodes propres du bâtiment.

La comparaison des périodes propres avec et sans ISS met en évidence les observations suivantes :

- Les périodes obtenues avec ISS sont légèrement supérieures à celles obtenues sans ISS.
- Cette augmentation traduit l'assouplissement de la structure dû à la déformabilité du sol.
- L'écart est plus important pour les premiers modes de vibration, puis devient négligeable pour les modes supérieurs.

Ces résultats montrent que l'interaction sol-structure modifie significativement les caractéristiques dynamiques du bâtiment. La prise en compte de la flexibilité du sol conduit à une représentation plus réaliste du comportement sismique de l'ouvrage et permet une estimation plus fiable des paramètres nécessaires au dimensionnement parasismique.

4.3 Conclusion :

Ce chapitre a présenté l'étude linéaire du bâtiment sous action sismique, réalisée en deux configurations : sans et avec prise en compte de l'interaction sol-structure. L'analyse dynamique spectrale a permis de vérifier les périodes propres, de définir le spectre de réponse et de dimensionner les éléments structuraux principaux (poutres, poteaux et fondations) conformément au RPA 2024. La prise en compte de l'ISS a mis en évidence un léger allongement des périodes propres, illustrant l'influence de la souplesse du sol sur le comportement dynamique global de la structure.

CHAPITRE 05 :
ETUDE NON
LINEAIRE DU
BATIMENT PAR
LA METHODE
PUSHOVER

CHAPITRE 05 : ETUDE NON LINEAIRE DU BATIMENT PAR LA METHODE PUSHOVER.

5.1 Introduction :

L'analyse pushover est une méthode statique non linéaire permettant d'évaluer le comportement sismique d'une structure jusqu'à son état limite. Elle consiste à appliquer un chargement latéral monotoniqument croissant afin de tracer la courbe de capacité (effort tranchant à la base vs déplacement au sommet).

5.2 Etapes de modélisation de la méthode pushover par SAP 2000 :

a) Définition de l'analyse sous charges gravitaires (GNL) :

Cette étape consiste à définir les charges gravitaires dans le domaine non linéaire, conformément à la combinaison recommandée par le RPA 2024 :

(G+0,2).

Define → Loads Cases → GNL (modify/show load Case) → static Nonlinear

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: GNL [Set Def Name] Notes: [Modify/Show...]

Load Case Type: Static [Design...]

Initial Conditions:

- ☒ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- ☐ Continue from State at End of Nonlinear Case []

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case:

All Modal Loads Applied Use Modes from Case: MODAL []

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	G	1.
Load Pattern	G	1.
Load Pattern	Q	0,2

[Add] [Modify] [Delete]

Analysis Type:

- ☐ Linear
- ☒ Nonlinear
- ☐ Nonlinear Staged Construction

Geometric Nonlinearity Parameters:

- ☒ None
- ☐ P-Delta
- ☐ P-Delta plus Large Displacements

Other Parameters:

Load Application: Full Load [Modify/Show...]

Results Saved: Final State Only [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Figure 5.1 : Définition du chargement de l'analyse pushover sous charges gravitaires.

b) Définition de l'analyse sous charges horizontales :

L'analyse Pushover est définie dans les deux directions principales x et y, avec le déplacement cible fixé conformément à l'ATC 40 :

$$D_{cible} = 2\%H_{total} \quad D_{cible} = 2\% \times 12 = 0,24 \text{ m}$$

Define → Load Cases → pushx (modify/show load Case) → static non linear

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: Notes:

Load Case Type:

Initial Conditions:

- ☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- ☒ Continue from State at End of Nonlinear Case

Modal Load Case:

All Modal Loads Applied Use Modes from Case:

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Accel	UX	-1.
Accel	UX	-1.

Other Parameters:

Load Application:

Results Saved:

Nonlinear Parameters:

Figure 5.2 : Définition du chargement de l'analyse pushover suivant X.

Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

Load Application Control

☐ Full Load

☒ Displacement Control

Control Displacement

☐ Use Conjugate Displacement

☒ Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of

Monitored Displacement

☒ DOF at Joint

☐ Generalized Displacement

Figure 5.3 : Détermination du nœud de contrôle suivant X.

Define → Load Cases → push y (modify/show load Case) → static nonlinear

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name

Load Case Type

Initial Conditions

☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☒ Continue from State at End of Nonlinear Case

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Analysis Type

☐ Linear

☒ Nonlinear

☐ Nonlinear Staged Construction

Modal Load Case

All Modal Loads Applied Use Modes from Case

Geometric Nonlinearity Parameters

☒ None

☐ P-Delta

☐ P-Delta plus Large Displacements

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Accel	UY	-1.
Accel	UY	-1.

Other Parameters

Load Application

Results Saved

Nonlinear Parameters

Figure 5.4 : Définition du chargement de l'analyse pushover suivant Y.

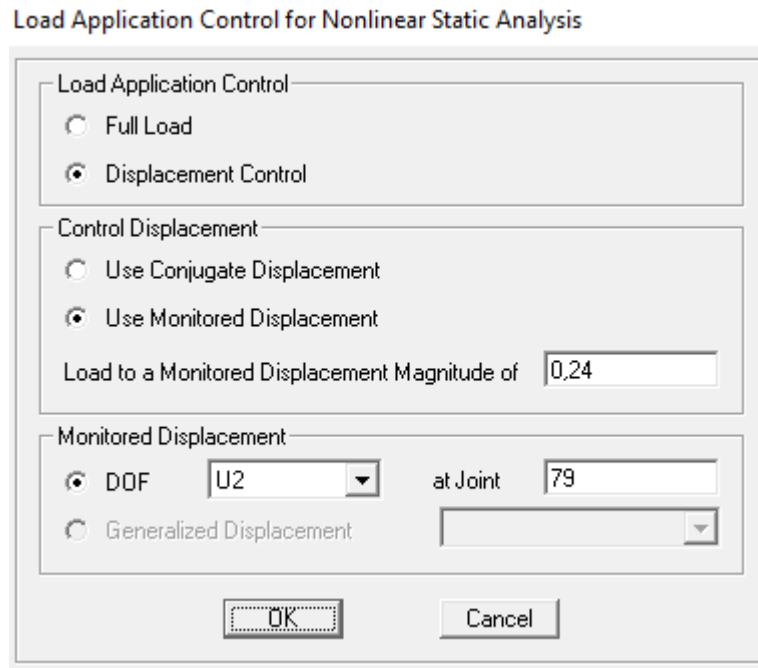


Figure 5.5 : Détermination du nœud de contrôle suivant Y.

c) Définition des rotules plastiques :

Les rotules plastiques sont affectées automatiquement aux éléments selon le type de sollicitation :

➤ **Pour les poteaux :**

Sélectionner les éléments (poteaux) → Assigne → Frame → Hinge → Auto →

Table6-8(concrète columns-flexure) → P-M2-M3.

Frame Hinge Assignments

Frame Hinge Assignment Data

Hinge Property	Relative Distance
Auto	0,05
Auto P-M2-M3	0,05
Auto P-M2-M3	0,95
Auto P-M2-M3	0,05
Auto P-M2-M3	0,95

Add

Modify

Delete

Auto Hinge Assignment Data

Type: From Tables In FEMA 356
Table: Table 6-8 (Concrete Columns - Flexure) Item i
DOF: P-M2-M3

Modify/Show Auto Hinge Assignment Data...

OK Cancel

Figure 5.6 : Introduction les rotules plastiques des poteaux.

➤ Pour les poutres :

Frame Hinge Assignments

Frame Hinge Assignment Data

Hinge Property	Relative Distance
Auto	0,95
Auto M3	0,95
Auto M3	0,05
Auto M3	0,05
Auto M3	0,95

Add

Modify

Delete

Auto Hinge Assignment Data

Type: From Tables In FEMA 356
Table: Table 6-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i
DOF: M3

Modify/Show Auto Hinge Assignment Data...

OK Cancel

Figure 5.7 : Introduction des rotules plastiques des poutres.

▪ **Définition du chargement de l'analyse Pushover :**

Lancement de calcul :

Set Load Cases to Run

Case Name	Type	Status	Action
DEAD	Linear Static	Not Run	Run
MODAL	Modal	Not Run	Run
G	Linear Static	Not Run	Run
Q	Linear Static	Not Run	Run
Ex	Response Spectrum	Not Run	Run
Ey	Response Spectrum	Not Run	Run
Ez	Response Spectrum	Not Run	Run
GNL	Nonlinear Static	Not Run	Run
pushx	Nonlinear Static	Not Run	Run
pushhy	Nonlinear Static	Not Run	Run

Click to:

Run/Do Not Run Case

Show Case...

Delete Results for Case

Run/Do Not Run All

Delete All Results

Show Load Case Tree...

Analysis Monitor Options

☐ Always Show

☐ Never Show

☒ Show After 4 seconds

☐ Model-Alive

Run Now

OK Cancel

Figure 5.8 : Définir les cas de charge à exécuter.

5.3 Résultats de l'analyse pushover :

Pour établir la courbe de capacité, les paramètres spectraux sont calculés à l'aide des relations suivantes :

$$Sa = \frac{Vb}{M^* \times g} \quad Sd = \frac{dm}{\Gamma \times \phi}$$

Où :

Vb : effort tranchant à la base de la structure ;

M* : masse modale effective associée au premier mode de vibration ;

g : accélération de la pesanteur ;

dm : déplacement modal du sommet de la structure ;

Γ : facteur de participation modale ;

φtop : composante du mode de vibration au sommet de la structure ;

Sa : accélération spectrale ;

Sd : déplacement spectral.

5.3.1 Sans ISS :

- **Courbe de capacité :**

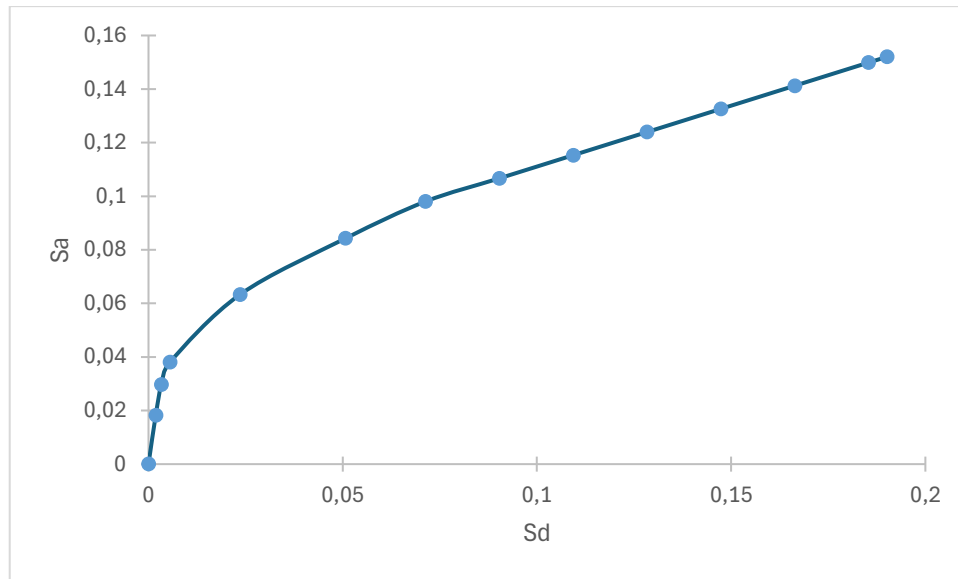


Figure 5.9 : Courbe de capacité suivant X - Bâtiment sans ISS.

La figure 5.9 présente la courbe de capacité du bâtiment sans sans ISS suivant la direction X. Cette courbe montre l'évolution de l'accélération spectrale (S_a) en fonction du déplacement spectral (S_d). On observe une augmentation progressive de S_a avec l'augmentation de S_d jusqu'à atteindre la capacité maximale de la structure. Cette courbe représente la réponse globale du bâtiment sous l'effet d'un chargement latéral croissant dans la direction X.

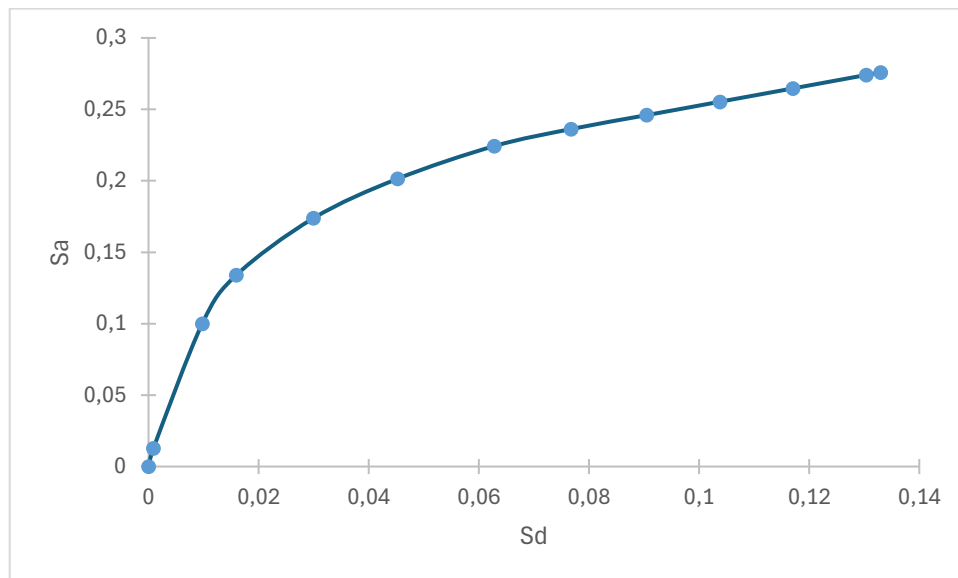


Figure 5.10 : Courbe de capacité suivant Y - Bâtiment sans ISS.

La figure 5.10 présente la courbe de capacité du bâtiment sans sans ISS suivant la direction Y. Elle illustre la variation de l'accélération spectrale (S_a) en fonction du déplacement spectral (S_d) sous l'action d'un chargement latéral appliqué dans cette direction. La courbe montre une augmentation continue de la capacité de la structure avec l'accroissement du déplacement jusqu'à l'état final obtenu lors de l'analyse pushover.

- **Courbe de performance :**

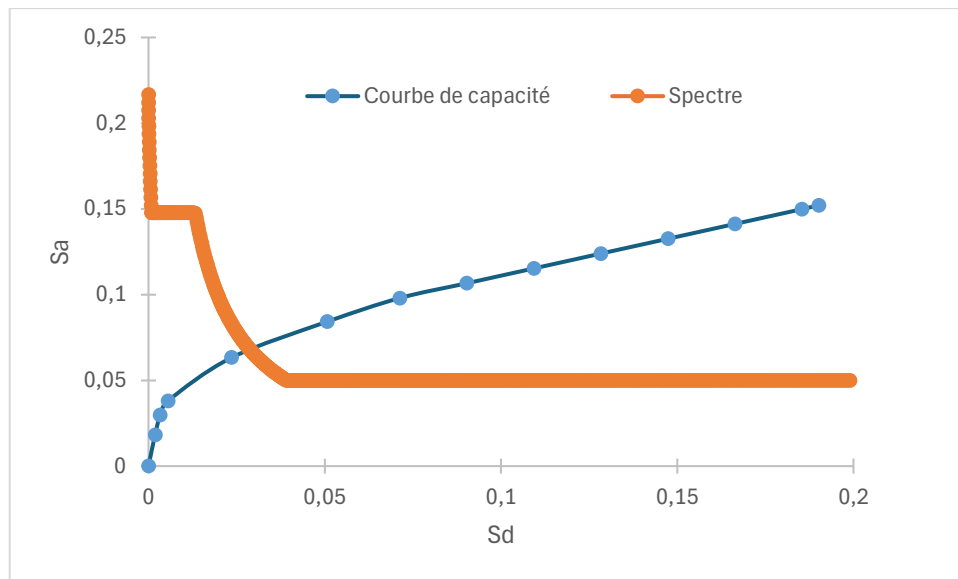


Figure 5.11 : Point de performance suivant X - Bâtiment sans ISS.

La Figure 5.11 présente le point de performance du bâtiment sans ISS suivant la direction X.

On observe que le point de performance se situe à un faible déplacement spectral ($S_d \approx 0,02$ m) et une accélération spectrale d'environ ($S_a \approx 0,06$ g), ce qui indique que la structure satisfait la demande sismique sans atteindre un niveau d'endommagement critique.

La position du point de performance dans la partie initiale de la courbe montre que le bâtiment conserve une réserve de résistance et de ductilité suffisante, traduisant ainsi un comportement sismique globalement satisfaisant.

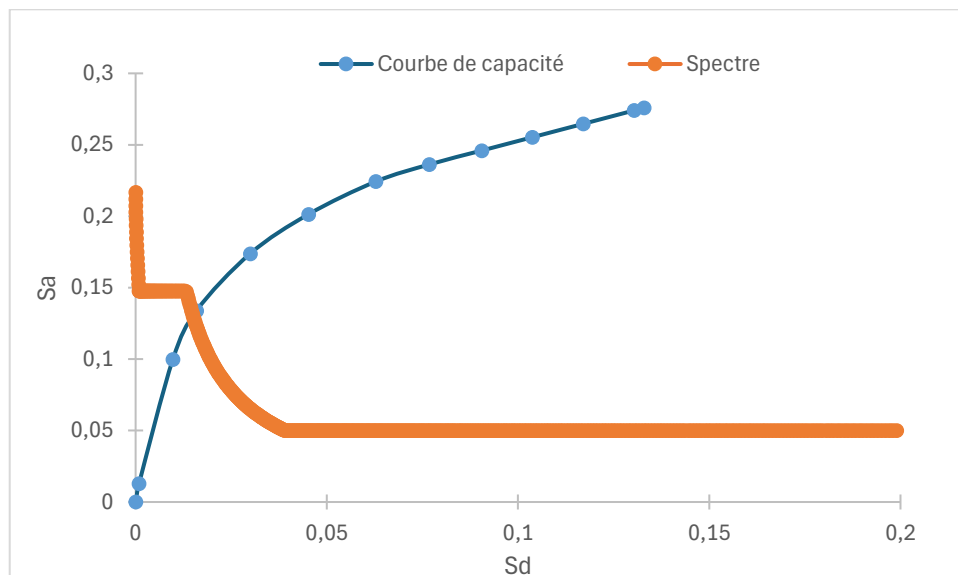


Figure 5.12 : Point de performance suivant Y - Bâtiment sans ISS.

La Figure 5.12 présente le point de performance du bâtiment sans ISS suivant la direction Y. L'intersection entre la courbe de capacité et le spectre de demande représente l'état réel de fonctionnement de la structure sous l'action sismique.

On observe que le point de performance se situe à un déplacement spectral relativement faible ($S_d \approx 0,02$ m) et à une accélération spectrale d'environ ($S_a \approx 0,12$ g). Cela indique que la structure est capable de satisfaire la demande sismique sans atteindre un niveau de dommage important.

La position du point de performance dans la partie ascendante de la courbe de capacité montre que le bâtiment dispose encore d'une réserve de résistance et de ductilité. En effet, la courbe de capacité continue à évoluer au-delà du point de performance, traduisant la capacité de la structure à supporter des sollicitations supplémentaires avant d'atteindre un état limite critique.

Ainsi, le comportement sismique global du bâtiment suivant la direction Y peut être considérée comme satisfaisant, avec une marge de sécurité suffisante vis-à-vis de l'action sismique étudiée

• **Points de performance : Sans ISS :**

Cas Modèle	Dépl. Spectral S_d (m)	Acc. Spectral S_a (g)	Effort tranchant V (kN)	Dépl. sommet dm (m)	Niveau perf
Sans ISS- Dir-X	0.02872	0.06801	1109.769	0.046295	IO
Sans ISS- Dir-Y	0.015482	0.1263	2015.782	0.066167	IO

Tableau 4.2 : Paramètres des points de performance pour le modèle sans ISS (Directions X et Y).

Le Tableau 4.2 présente les paramètres des points de performance du bâtiment sans ISS suivant les directions X et Y. Les valeurs obtenues correspondent aux points d'intersection entre les courbes de capacité et les spectres de demande.

On remarque que la direction Y développe un effort tranchant plus élevé (2015,78 kN) que la direction X (1109,77 kN), traduisant une capacité de résistance plus importante. En revanche, le déplacement au sommet est également plus élevé suivant Y (0,06617 m) que suivant X (0,04630 m).

Par ailleurs, le niveau de performance obtenu dans les deux directions est IO (Immediate Occupancy), indiquant que la structure conserve sa résistance et sa rigidité avec des dommages très limités après le séisme étudié. Ces résultats confirment le comportement sismique satisfaisant observé sur les courbes de capacité.

5.3.2 Avec ISS :

• **Courbes de capacité :**

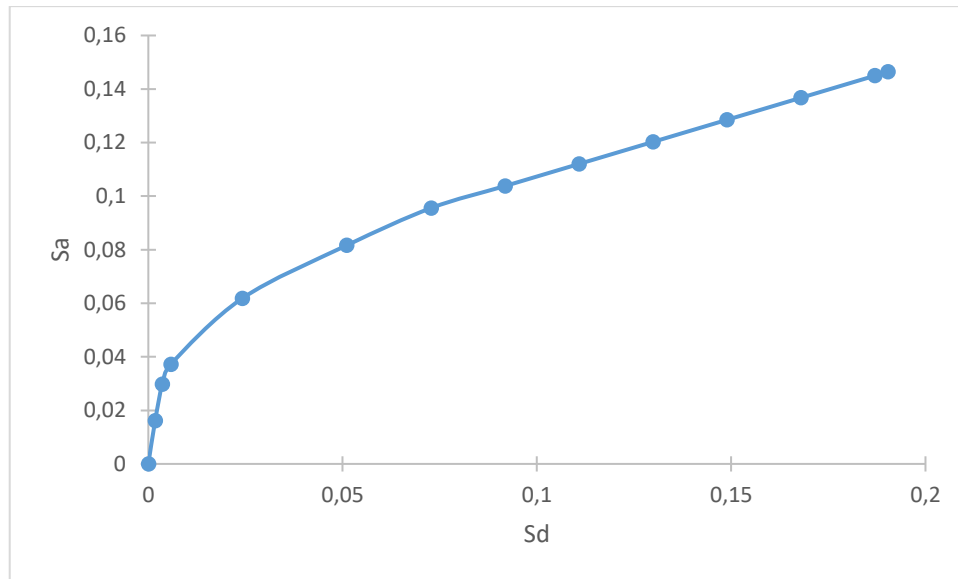


Figure 5.13 : Courbe de capacité suivant X - Bâtiment avec ISS.

La figure 5.13 présente la courbe de capacité du bâtiment avec ISS suivant la direction X. La courbe montre une augmentation progressive de l'accélération spectrale (S_a) en fonction du déplacement spectral (S_d), traduisant la capacité de la structure à résister aux sollicitations sismiques tout en développant des déplacements croissants. L'allure de la courbe indique un comportement stable jusqu'au niveau maximal de chargement considéré.

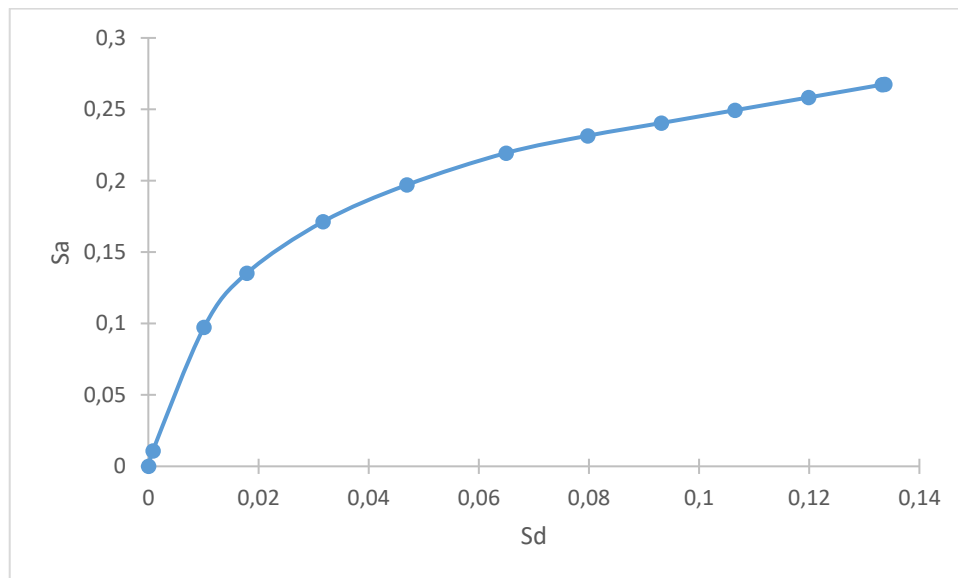


Figure 5.14 : Courbe de capacité suivant Y – Bâtiment avec ISS.

La courbe de capacité suivant Y montre une augmentation progressive de l'accélération spectrale (S_a) avec le déplacement spectral (S_d), ce qui traduit la capacité du bâtiment avec prise en compte de l'ISS à résister aux sollicitations sismiques tout en conservant un comportement global stable.

- **Points de performance :**

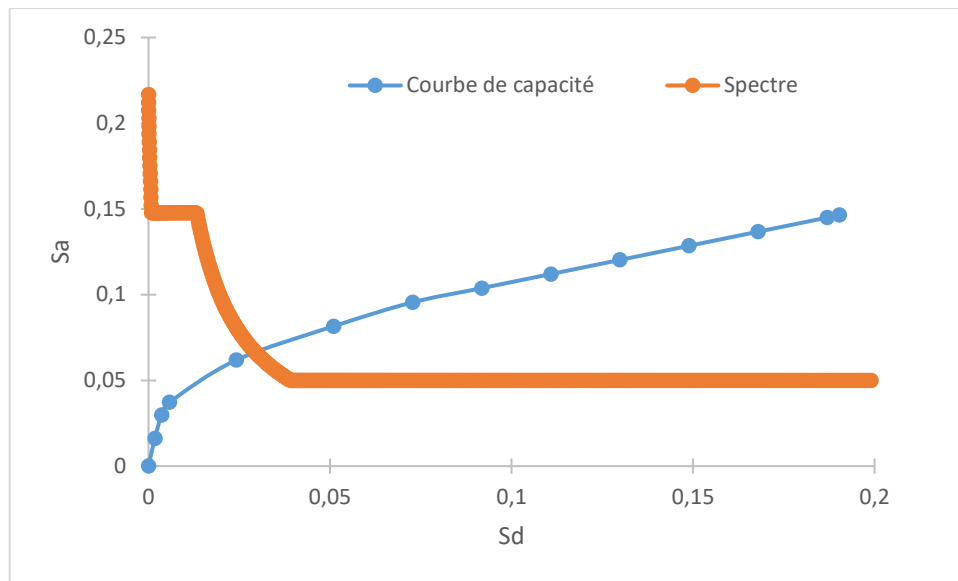


Figure 5.15 : point de performance suivant X - Bâtiment avec ISS.

La Figure 5.15 présente le point de performance du bâtiment avec ISS suivant la direction X.

On observe que le point de performance se situe à un déplacement spectral relativement faible ($S_d \approx 0,03$ m) et à une accélération spectrale d'environ ($S_a \approx 0,06$ g). Cela indique que la structure est capable de satisfaire la demande sismique tout en maintenant un niveau de sollicitation modéré.

La position du point de performance dans la partie ascendante de la courbe de capacité montre que le bâtiment dispose encore d'une réserve de résistance et de déformabilité. En effet, la courbe de capacité se poursuit au-delà du point de performance, traduisant la capacité de la structure à supporter des sollicitations supplémentaires avant d'atteindre un état limite critique.

Ainsi, le comportement sismique global du bâtiment avec ISS suivant la direction X peut être considérée comme satisfaisant, avec une marge de sécurité adéquate vis-à-vis de l'action sismique étudiée.

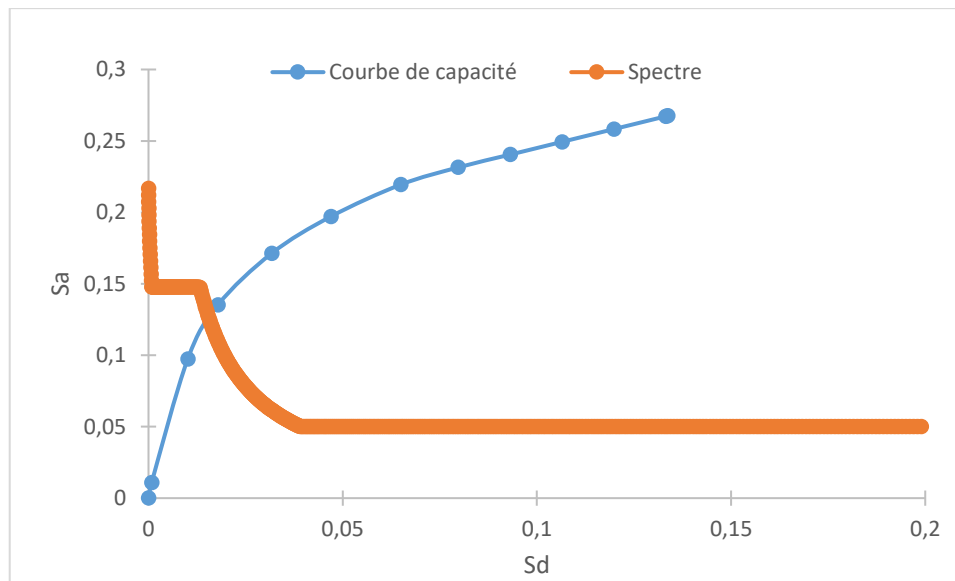


Figure 5.16 : point de performance suivant Y - Bâtiment avec ISS.

La Figure 5.16 présente le point de performance du bâtiment avec ISS suivant la direction Y.

Le point de performance se situe à un déplacement spectral faible ($S_d \approx 0,016$ m) et à une accélération spectrale d'environ ($S_a \approx 0,12$ g), ce qui montre que la structure satisfait la demande sismique sans subir de déformations importantes.

Comme la courbe de capacité se prolonge au-delà du point de performance, le bâtiment dispose encore d'une réserve de résistance. Ainsi, le comportement sismique du bâtiment avec ISS suivant la direction Y peut être considéré comme satisfaisante vis-à-vis du séisme étudié

• Points de performance : Avec ISS

Cas Modèle	Dépl. Spectral S_d (cm)	Acc. Spectral S_a (g)	Effort tranchant V (kN)	Dépl. sommet Δ (cm)	Niveau perf
Avec ISS- Dir-X	0.03048	0.064069	1080.059	0.045992	IO
Avec ISS- Dir-Y	0.01614	0.121116	1974.844	0.065432	IO

Tableau 4.2 : Paramètres des points de performance pour le modèle avec ISS (Directions X et Y).

Le tableau 4.2 présente les paramètres des points de performance du bâtiment équipé d'un système d'isolation sismique (ISS) suivant les directions X et Y. Les résultats montrent que les points de performance sont atteints pour des déplacements spectraux relativement faibles, de l'ordre de 0,030 cm selon X et 0,016 cm selon Y, ce qui traduit une bonne maîtrise des déplacements sous l'effet sismique.

Les accélérations spectrales correspondantes sont respectivement de 0,064 g et 0,121 g, tandis que les efforts tranchants à la base atteignent 1080,06 kN selon X et 1974,84 kN selon Y. Les déplacements au sommet restent limités, avec des valeurs de 0,046 cm et 0,065 cm.

Par ailleurs, le niveau de performance obtenu dans les deux directions est de type IO (Immediate Occupancy), indiquant que le bâtiment conserve son intégrité structurale et demeure opérationnel après le séisme considéré. Ces résultats témoignent ainsi d'un comportement sismique satisfaisant du bâtiment équipé d'un système d'isolation sismique.

• Tableau comparatif : Avec ISS vs Sans ISS

Paramètre	Sans ISS	Avec ISS
Effort tranchant à la base V	Plus élevée	Légèrement réduit
Déplacement au sommet Δ	Plus faible	Plus important
Période fondamentale T	Plus courte (Structure rigide)	Plus longue grâce à l'effet de l'isolation
Déplacement spectral Sd	Plus faible	Plus important, traduisant une meilleure capacité de déformation
Accélération spectrale Sa	Légèrement plus faible	Légèrement plus élevée
Point de performance	Situé dans la zone de sécurité	Situé dans la zone de sécurité avec une meilleure marge de déformation
Niveau de performance	IO (Occupation immédiate)	IO (Occupation immédiate)
Comportement sismique	Réponse satisfaite	Réponse plus souple et mieux adaptée à la dissipation de l'énergie sismique

Tableau 4.3 : Analyse comparative des paramètres sismiques avec et sans interaction sol-structure.

La comparaison entre le bâtiment avec et sans système d'isolation sismique (ISS) montre que l'intégration de l'ISS améliore le comportement global de la structure face aux sollicitations sismiques. En effet, l'ISS permet un léger allongement de la période fondamentale ainsi qu'une augmentation de la capacité de déplacement, ce qui favorise une meilleure dissipation de l'énergie sismique.

Par ailleurs, les efforts tranchants à la base sont légèrement réduits dans le cas du bâtiment isolé, traduisant une diminution des forces transmises à la superstructure. Malgré ces différences, le niveau de performance reste de type « Occupation Immédiate » (IO) dans les deux configurations, ce qui indique que le bâtiment conserve sa fonctionnalité après le séisme étudié.

Ainsi, la prise en compte de l'ISS permet d'obtenir une réponse plus souple et plus efficace vis-à-vis de l'action sismique, tout en assurant un niveau de sécurité satisfaisant.

- **Comparaison des courbes de capacité avec et sans interaction**
- **Suivant X**

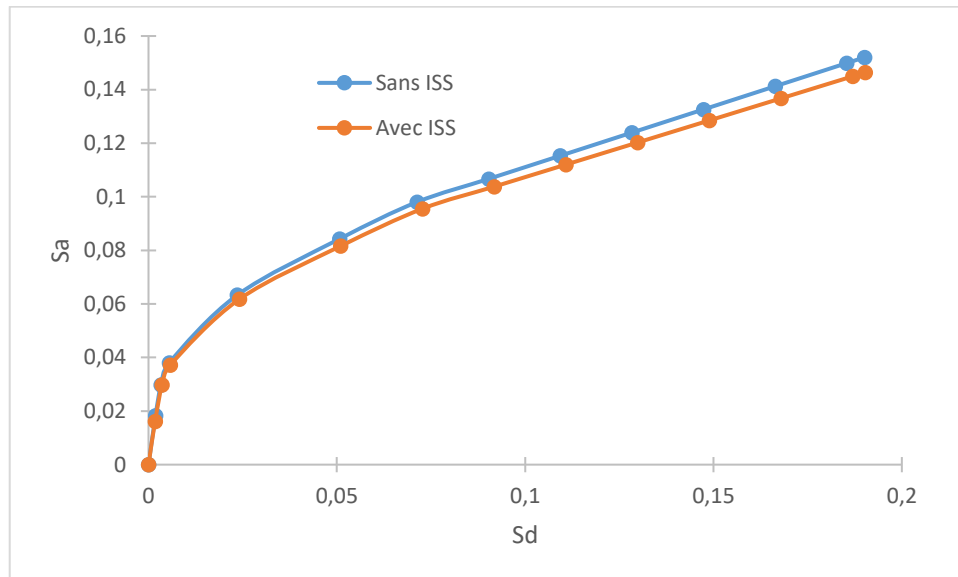


Figure 5.17 : Courbes de capacité suivant X – Bâtiment avec ISS et sans ISS.

La Figure 5.17 compare les courbes de capacité du bâtiment suivant la direction X avec et sans interaction sol-structure (ISS). Les deux courbes présentent une évolution très proche, indiquant un comportement sismique similaire. On observe toutefois que la prise en compte de l'ISS entraîne une légère diminution de la capacité de la structure, tout en conservant une réponse globale stable et satisfaisante.

- **Suivant Y**

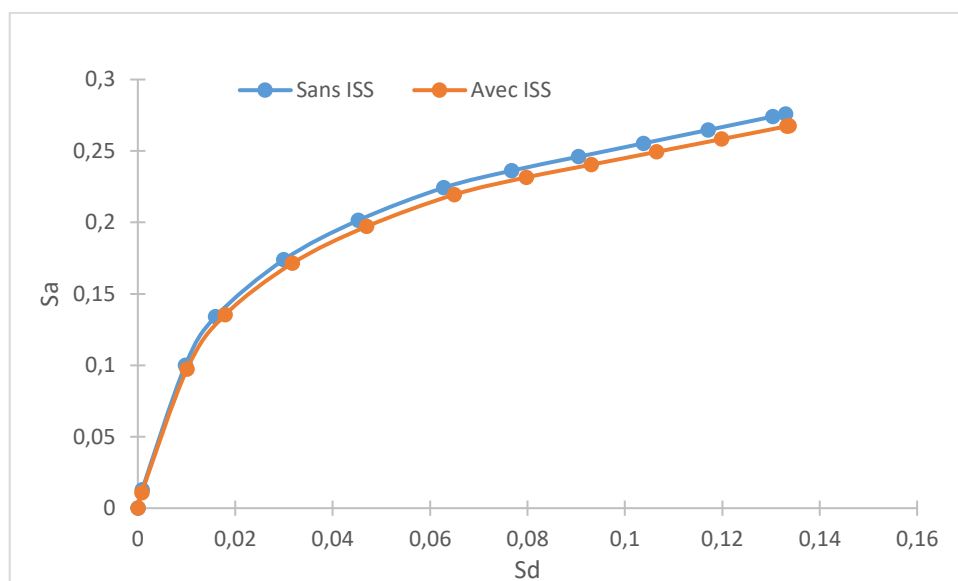


Figure 5.18 : Courbes de capacité suivant Y – Bâtiment avec ISS et sans ISS.

La Figure 5.18 présente une comparaison des courbes de capacité suivant la direction Y avec et sans interaction sol-structure (ISS). Les deux courbes sont très proches, ce qui montre que l'ISS n'influence que légèrement la capacité globale du bâtiment. Toutefois, la courbe avec ISS reste légèrement inférieure à celle sans ISS, traduisant une réponse plus souple de la structure tout en conservant un comportement sismique satisfaisant.

5.4 Conclusion :

Ce chapitre a permis d'évaluer la performance sismique du bâtiment à l'aide de l'analyse Pushover, en considérant les cas avec et sans interaction sol-structure (ISS). Les courbes de capacité et les points de performance obtenus montrent que la structure répond de manière satisfaisante à la demande sismique dans les deux directions étudiées.

La comparaison des résultats met en évidence l'influence de l'ISS sur la réponse du bâtiment, notamment par une augmentation de sa déformabilité et une modification de ses caractéristiques dynamiques. Malgré ces différences, le niveau de performance obtenu reste de type IO (Immediate Occupancy), indiquant que le bâtiment conserve sa stabilité et sa fonctionnalité après le séisme considéré.

Ainsi, les résultats confirment le bon comportement sismique global de la structure et l'intérêt de prendre en compte l'interaction sol-structure dans l'évaluation de sa performance.

CONCLUSION
GENERALE :

Conclusion générale :

Ce travail de fin d'études a été consacré à l'évaluation du comportement sismique d'un bâtiment en béton armé de type R+3 contreventé par un système mixte portiques-voiles, implanté sur un sol meuble de catégorie S3 dans la wilaya d'Aïn Témouchent, zone classée à forte sismicité selon le RPA 2024. L'objectif principal était d'étudier l'influence de l'Interaction Sol-Structure (ISS) sur la réponse dynamique et la performance sismique de l'ouvrage à travers des analyses linéaires et non linéaires réalisées sous SAP2000.

Dans un premier temps, une analyse dynamique spectrale a été effectuée en considérant deux configurations de modélisation : une base rigide classique et une base flexible intégrant l'ISS à l'aide des fonctions d'impédance de Newmark-Rosenblueth. La comparaison des résultats a montré que la prise en compte de la déformabilité du sol modifie significativement les caractéristiques dynamiques du système. En particulier, l'ISS engendre un allongement de la période fondamentale de vibration et une réduction de l'effort tranchant à la base, traduisant une diminution de la demande sismique globale appliquée à la structure.

Dans un second temps, l'analyse statique non linéaire de type Pushover a permis d'évaluer la capacité réelle de la structure au-delà du domaine élastique. Les courbes de capacité obtenues ont permis de déterminer les points de performance et d'analyser la séquence d'apparition des rotules plastiques. Les résultats ont montré que le bâtiment conserve un comportement satisfaisant face à l'action sismique étudiée et atteint un niveau de performance correspondant à l'état **IO (Immediate Occupancy)**, indiquant que les dommages restent limités et que la structure demeure exploitable après le séisme considéré.

L'étude des mécanismes de plastification a également confirmé la bonne application du principe de conception parasismique « poteaux forts – poutres faibles », les rotules plastiques apparaissant principalement dans les éléments horizontaux avant d'affecter les éléments verticaux porteurs. Ce comportement traduit une dissipation d'énergie efficace et contribue à garantir la stabilité globale de l'ouvrage.

Par ailleurs, les résultats obtenus ont mis en évidence que si l'ISS présente des effets favorables en réduisant certaines sollicitations sismiques, elle provoque simultanément une augmentation des déplacements horizontaux et des effets du second ordre ($P-\Delta$), particulièrement sur les sols déformables. Cette observation souligne l'importance de ne pas négliger l'influence du sol lors des études parasismiques, notamment dans les zones à forte activité sismique et sur les terrains de faible rigidité.

En conclusion, ce travail confirme que la prise en compte de l'Interaction Sol-Structure conduit à une représentation plus réaliste du comportement des ouvrages soumis aux séismes. Elle constitue un paramètre essentiel pour une évaluation fiable de la sécurité et de la performance des bâtiments. Les résultats obtenus démontrent l'intérêt de combiner les analyses linéaires et non linéaires afin d'améliorer la compréhension du comportement structural et d'optimiser les choix de conception parasismique.

REFERENCE BIBLIOGRPHIE :

- [1] G. N. E. HOUDA, *étude du phénomène d'interaction sol structure*, 2024/2025.
- [2] A. B. M. T. Berrabah, *Dynamic soil structure interaction- A case Study in algeria, jordan* , May 2007.
- [3] S. Kramer, *Geotechnical Earthquake enginnering*, Upper Saddle River : PrenticeHall, 1996.
- [4] G.Gazetas, «Formulas and charts for impedances for imppedances for surface and embedded foundation,» *journales of Geotechnical Engineering*, Vols. %1 sur %2117,, n° %1no.9, pp. 1363-1381, Sept.1991.
- [5] J.P.Wolf, *Dynamic Soil-Structure Interaction*, Englewood Cliffs: Prentice-Hall, 1985.
- [6] ZEBECHI.R.I, *Etude comparative d'une structure en béton armé dans le domaine non linéaire au moyen d'un modèle en fibres et un autre en rotules plastiques*, boumerdes: université M'hamed- Bougara, 178p, 2016.
- [7] B. .. A. N. L. D. S. E. V. ., *ANALYSE NON LINEAIRE D'UNE STRUCTURE EN VOILE. .*, M'sila: mémoire d'obtention du diplome du master en génie civil, université. Mohamed boudiaf, 2016.
- [8] L. D. EDDIN, *Evaluation de la capacité portante des structures par la méthode Pushover*, Batna: Université Hadj Lakhdar, 2001/2002.
- [9] P. a. G. G, *Concrete Buildings in Seismic Regions*.
- [10] Eurocode 8, «, "Design of structures for earthquake résistance", Part 1: General rules, seismic action and rules for building,» 1998/2004 brussels, belguim.
- [11] I. K. M. Adriana Cerovecki, «N2 Builiding Design Method,» 2018.
- [12] K. R. e. a. Sujani, «]: International Journal of Engineering Research and Applications (IJERA). S. Naga,» vol. 2, pp. 832-837.2248-9622, Mar-Apr2012.
- [13] ABED MOHAMED, *Analyse non linéaire d'optimisation des voiles dans une structure*, TIARET: Université IBN KHALDOUN ., 2013/2014..
- [14] N. SOUADJI, *ANALYSE STATIQUE NON-LINEAIRE DES PORTIQUES*, tlemcen,algeria : mémoire pour l'obtention du diplome master génie civil, 2015/2016.

- [15] MOHAMED MAZIANI HAKIM, *Effet de la variation de la rigidité sur le comportement sismique d'un bâtiment en béton armé*, TIARET, : Université IBN KHALDOUN , 2014/2015.
- [16] M. K. RABAH ASMA, *Analyse de l'influence du dimensionnement des portiques(poteaux/poutres) sur les niveaux d'endommagement des batiments en béton armé construite dans une zone a forte sismicité*, TIARET: Université IBN KHALDOUN, 2014/2015.
- [17] FEMA-365, *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of building*, Washington , 2000.
- [18] A.-4. Applied Technology Council, « "Seismic évaluation and rétrofit of concrète,» *Redwood City*, vol. 1, 1996.
- [19] M. d. l'Habit, de l'Urbanisme et de la Ville (MHUV), *Règlement Parasismique Algérien RPA*, 2024.
- [20] «Rapport géotechnique».

