

جمهورية الجزائر الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة أبي بكر بلكايد - تلمسان



Université Aboubakr Belkaïd – Tlemcen –

Faculté de TECHNOLOGIE

MEMOIRE DE PROJET DE FIN ETUDE

Présenté pour l'obtention du diplôme de MASTER

En : Génie civil

Spécialité : Structure

Présentée Par :

DAHMANI Ahlem

BRIKI Younes

Thème

Analyse statique non linéaire d'un bâtiment en béton armé

Soutenu publiquement, le 23/06/2025, devant le jury composé de

Mr. BOUMECHRA.N	Université de Tlemcen	Président
Mme. GHEZALIS	Université de Tlemcen	Examinatrice
Mme. MEDJAHED .A	Université de Tlemcen	Encadrante
Mme. RETERIK	Université de Tlemcen	Encadrante

Année universitaire: 2024 /2025

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

RESUMÉ

Les récents séismes ayant conduit à la révision à la hausse du zonage sismique dans plusieurs régions du pays, la vérification de la ductilité et des performances des bâtiments en béton armé s'impose plus que jamais. Dans ce contexte, l'ingénierie des structures recourt de plus en plus à l'analyse statique non linéaire, ou procédure *pushover*, pour évaluer la sécurité et la capacité des constructions existantes.

Le présent travail applique cette méthode à un immeuble en béton armé de six étages (R + 6). Après une analyse dynamique initiale permettant de caractériser la demande sismique, une analyse *pushover* est menée afin d'établir la courbe de capacité et d'identifier le point de performance de la structure. Cette approche met en évidence le comportement non linéaire global et les mécanismes de formation de rotules plastiques. Enfin, les quantités de ferrailage existantes sont comparées aux besoins recalculés à l'effort tranchant correspondant au point de performance, révélant les éventuelles insuffisances ou marges de sécurité de l'ouvrage.

Les résultats illustrent la pertinence de la méthode *pushover* pour diagnostiquer la vulnérabilité sismique et optimiser le renforcement des bâtiments en béton armé face aux exigences actuelles.

Mots-clés : demande sismique ; capacité structurelle ; courbe *pushover* ; déplacement cible ; spectre de capacité ; performance sismique ; comportement non linéaire ; FEMA ; ATC ; RPA.

Abstract

Recent earthquakes have led to an increase in seismic zoning factors in several regions of the country. As a result, ensuring the ductility and seismic performance of reinforced concrete buildings, even those designed according to seismic codes, has become a crucial concern. In this context, structural engineers are increasingly relying on nonlinear static analysis, commonly known as the *pushover* method, to assess the safety and capacity of existing structures.

This study applies the *pushover* technique to a six-story (G+6) reinforced concrete building. A dynamic analysis was first conducted to assess seismic demand, followed by a nonlinear static (*pushover*) analysis to determine the capacity curve and identify the performance point of the structure. The method highlights the structure's nonlinear behavior and the development of plastic hinges. Finally, the reinforcement detailing prior to the analysis was compared to the recalculated reinforcement required at the performance point, based on the corresponding shear force (V).

The findings underscore the effectiveness of the *pushover* method in evaluating seismic vulnerability and guiding the reinforcement strategies of reinforced concrete buildings to meet current standards.

Keywords: Seismic demand; structural capacity; pushover curve; target displacement; capacity spectrum; seismic performance; nonlinear behavior; FEMA ;ATC.

أدت الزلازل الأخيرة إلى زيادة في معامل التقسيم الزلزالي في عدة مناطق من البلاد، مما جعل التحقق من قابلية المطاوعة والأداء الزلزالي للبنىات بالخرسانة المسلحة أمرًا ضروريًا، حتى لتلك التي تم تصميمها وفقًا للقوانين الزلزالية. في هذا السياق، أصبح المهندسون في مجال الهياكل يعتمدون بشكل متزايد على التحليل الستاتيكي غير الخطي، المعروف باسم طريقة *Pushover*، لتقييم أمان وقدرة المباني القائمة.

في هذا البحث، تم تطبيق طريقة *Pushover* على بناية من ستة طوابق (R+6) مصنوعة من الخرسانة المسلحة. أُجري تحليل ديناميكي أولًا لتقييم الطلب الزلزالي، تلاه تحليل ستاتيكي غير خطي بهدف تحديد منحنى القدرة ونقطة الأداء للبناية. تمكن هذه الطريقة من فهم السلوك غير الخطي العام للبناية وتحديد مناطق التشوه البلاستيكي. وفي الأخير، تمت مقارنة التسليح الأصلي قبل التحليل مع التسليح المعاد حسابه عند نقطة الأداء بناءً على قوة القص (V) المقابلة.

تُبرز النتائج فعالية طريقة *Pushover* في تشخيص القابلية الزلزالية للمباني وتوجيه استراتيجيات التدعيم لتتوافق مع المتطلبات الحديثة.

الكلمات المفتاحية: الطلب الزلزالي؛ القدرة الهيكلية؛ منحنى *Pushover*؛ الإزاحة المستهدفة؛ طيف القدرة؛ الأداء الزلزالي؛ السلوك غير الخطي

REMERCIEMENT

Nous exprimons notre profonde gratitude à Dieu Tout-Puissant pour la force, la patience, le courage et la volonté qui nous ont permis de mener à bien ce travail.

Nous remercions sincèrement nos encadrantes, Mme MEDJAHED et Mme RETERI, pour leur suivi attentif et leurs précieux conseils.

Nos remerciements vont également aux membres du jury, Mr BOUMECHRA et Mme GHEZALI, qui nous ont fait l'honneur de présider et d'examiner ce modeste projet.

Nous sommes reconnaissants envers l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur.

Enfin, à tous ceux qui nous ont apporté leur aide, de près ou de loin, pour la réalisation de ce projet de fin d'études, nous adressons nos sincères remerciements.

SOMMAIRE

REMERCIEMENT	IV
LISTE DES TABLEAUX	X
INTRODUCTION GENERAL	1
Chapitre 1:Analyse Statique Non Linéaire	1
1.1 Introduction	3
1.2 Définition	3
1.3 Principe de la méthode de "Pushover"	3
1.4 But de l'analyse Pushover	4
1.5 Les avantages de l'analyse pushover	5
1.6 Hypothèses d'élaboration de la méthode (Pushover)	5
1.7 Limites de l'analyse Pushover	6
1.8 Défis majeurs de l'analyse pushover	7
1.8.1 Estimation du déplacement cible	7
1.8.2 Sélection des modèles de charge latérale	7
1.8.3 Identification des mécanismes de défaillance	7
1.9 Les fondements de la méthode Statique non linéaire	7
1.9.1 Le déplacement cible	7
1.9.2 La demande sismique	8
1.9.3 Point de performance	8
1.9.4 Définition de la ductilité	8
1.9.5 Niveau de performance	9
1.10 Les niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité	10
1.11 Analyse Pushover avec SAP 2000	10
1.12 Les différents guides de l'analyse Pushover	11
1.13 Les méthodes Pushover et leur application dans les règlements sismiques Récents	11
1.13.1 La méthode N2 selon l'Eurocode 8 (1).....	11
1.13.2 La méthode de spectre de capacité (ATC 40) (13).....	17
1.13.3 La méthode des coefficients « FEMA 356 » : (14)	22
1.14 Conclusion	25
Chapitre 2: Etude de la structure	26
2.1 Introduction	27
2.2 Présentation de la structure	27
2.3 Caractéristiques géométriques de la structure	27

2.4	Caractéristique mécanique des matériaux	27
2.5	Les Planchers :	29
2.5.1	Détermination de l'épaisseur du plancher :	29
2.5.2	Poutrelles : [C.B.A.93].....	29
2.5.3	Descente des charges des planchers: [DTR B.C 2.2]	30
2.6	Principe de calcul.....	32
2.6.1	Dimensionnement de la structure	32
2.6.2	Combinaisons de calcul.....	33
2.6.3	Pré-dimensionnement des éléments structuraux :.....	35
2.7	Méthode statique équivalente	39
2.7.1	Calcul de la force sismique totale.....	39
2.7.2	Détermination de la force sismique de chaque niveau :.....	42
2.7.3	Vérification du coefficient de comportement R.....	43
2.7.4	Justification de l'effort normal réduit	43
2.7.5	Vérification de la stabilité de la structuré vis-à-vis le renversement.....	43
2.7.6	Vérification du déplacement inter-étages.....	44
2.7.7	Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ.....	44
2.8	Conclusion	45
	Chapitre 3 : Calcul de ferrailage des Eléments structuraux.....	39
3.1	Introduction	40
3.2	Les poteaux.....	40
3.2.1	Combinaisons des charges	40
3.2.2	Recommandation du RPA 2024	40
3.2.3	Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.....	40
3.2.4	Sollicitations dans les poteaux	41
3.2.5	Ferraillages des poteaux :	41
3.2.6	Longueur de recouvrement:	44
3.2.7	Schémas des ferraillages des poteaux :.....	45
3.3	Les poutres	46

3.3.1	Combinaisons des charges	46
3.3.2	Recommandation du RPA2024	46
3.3.3	Sollicitations des poutres.....	46
3.3.4	Ferraillage des poutres.....	47
3.3.5	L'espacement des Barres:.....	50
3.3.6	Recouvrement:.....	51
3.3.7	Schémas de ferraillage des poutres :.....	52
3.4	Les voiles	53
3.4.1	Combinaisons des charges	53
3.4.2	Recommandation du RPA2024	53
3.4.3	Détermination des sollicitations	53
3.4.4	Calcul de ferraillage	54
3.5	conclusion	57
	CHAPITRE 4 : Analyse Statique Non Linéaire du Bâtiment.....	58
4.1	Introduction	59
4.2	Détermination de la courbe de capacité.....	59
4.2.1	Définition du comportement non linéaire de la structure.....	59
4.2.2	Définition du chargement de l'analyse push over.....	67
4.2.3	Résultats de l'analyse push over	68
4.2.3.1	Courbe de capacité de la structure	68
4.2.3.2	Le point de performance (ATC-40)	70
4.2.3.3	Les rotules plastiques	71
4.2.3.4	Idéalisation bilinéaire de la courbe de capacité.....	75
4.2.3.5	Raideur de la structure au point de performance K_p et indicateur de dégradation global de la structure Id	76
4.2.3.6	Déplacement cible:.....	77
4.2.3.7	Degré de dégradation:	79
4.2.3.8	Détermination du facteur de comportement.....	79
4.3	Conclusion.....	81

CHAPITRE 5 :Calcul de ferrailage avec le point de performance	85
5.1 Introduction	86
5.2 Calcul de Ferrailage	86
5.2.1 Détermination de la force sismique de chaque niveau avec l'effort tranchant de point de performance	86
5.2.2 Déplacement inter-étages avec l'effort tranchant de point de performance.....	87
5.2.3 Les poteaux.....	88
5.2.4 Les poutres	90
5.2.5 Les voiles.....	95
5.3 Comparaison de ferrailage avant et après l'analyse pushover	99
5.4 Conclusion	102
CONCLUSION GENERALE	103

LISTE DES FIGURES:

Figure 1 .1: la courbe de capacité d'un bâtiment (3)	4
Figure 2 : Système équivalent d'une structure à plusieurs degrés de libertés (8).....	6
Figure 3: Le point d'intersection des courbes de capacité et de la demande (10)	8
Figure 4: Estimation de la résistance	10
Figure 5: Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité.....	10
Figure 6: les spectres de demande pour des facteurs de ductilité constants dans le format ADRS. (1)	13
Figure 7: Application d'une distribution forces latérales.....	14
Figure 8: Procédure graphique pour quantifier les effets d'un séisme sur un système à un seul degré de liberté équivalent. (1).....	16
Figure 9: approximation bilinéaire de la courbe de capacité. (3)	18
Figure 10: Conversion de la courbe Push-over en format ADRS (Accélération-Déplacement) (8).....	19
Figure 11: Conversion du spectre élastique au spectre d'ADRS (10).....	19
Figure 12: l'estimation initiale du point de performance en utilisant la règle de déplacement égal. (10)	20
Figure 13: Estimation d'amortissement visqueux équivalent en utilisant la méthode du spectre de capacité (10)	21
Figure 14 : estimation de déplacement cible en utilisant la méthode du spectre de capacité. (10)....	21
Figure 15: Idéalisation bilinéaire de courbe de Pushover (10)	23
Figure 16 : calcul de la rigidité latérale effective (15).....	25
Figure 17: Modélisation de la structure	33
Figure 18: Affectation du ferrailage calculé à l'élément	60
Figure 19: Loi de comportement non linéaire du poteau du RDC.	61
Figure 20: Détermination des rotules plastiques de l'élément et affectation de la loi de comportement bilinéaire au type de la rotule plastique.	62
Figure 21 : Affectation des rotules plastiques aux éléments poteaux.....	63
Figure 22 : Affectation des rotules plastiques aux éléments poutres.	64
Figure 23: Définition de l'élément non linéaire de type (Shell – Layered / Non-linéaire)	65
Figure 24 : Affectation de la non linéarité et attribution du ferrailage	66
Figure 25 : Définition des couches.	66
Figure 30 : La Courbe de capacité spectrale (ATC 40) de la structure sens x-x.....	70
Figure 26 : Définition de l'analyse statique non linéaire sous charges gravitaires	67
Figure 27 : Définition de l'analyse Pushover	68
Figure 28 : Résultats de l'analyse Push over sens X-X.....	69
Figure 29 : Résultats de l'analyse Push over sens Y-Y	69
Figure 31: La Courbe de capacité spectrale (ATC 40) de la structure sens y-y	70
Figure 32 : Idéalisation selon FEMA-356 sens (x-x) (y-y).....	76

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1-1: les valeurs du facteur de modification C_{0}	22
Tableau 1-2: La valeur du facteur de modification C_2 (15).....	23
Tableau 5-1: Valeurs du coefficient d'accompagnement ψ , pour la charge d'exploitation Q_i (15).....	34
Tableau 5-2: dimensionnement des éléments	39
Tableau 6-1: Poids total de la structure.....	40
Tableau 6-2: Valeur de la période (T0) pour le calcul de l'effort tranchant à la base V	41
Tableau 6-3: L'effort normal réduit dans les poteaux	43
Tableau 7-1: Les sollicitations maximales	41
Tableau 7-2: Ferrailage longitudinal des poteaux.....	43
Tableau 7-3: Les sollicitations maximales des poutres	47
Tableau 7-4: Ferrailages longitudinales des poutres	50
Tableau 7-5 : Vérification de l'effort tranchant et l'espacement des armatures transversales.....	51
Tableau 7-6: Ferrailage des voiles.....	56
Tableau 7-7: Les coordonnées du point de performance.....	71
Tableau 7-8: les résultats de FEME 356.	76
Tableau 7-9: Equivalence entre l'indice de dommages et l'état de dommages.....	79
Tableau 7-10: Facteur de comportement	80
Tableau 7-11 : Ferrailages longitudinales des poutres	94
Tableau 7-12: Vérification de l'effort tranchant et l'espacement des armatures transversales.....	95
Tableau 7-13: Récapitulatif des résultats des voiles (N, M)	95
Tableau 7-14: Ferrailage des voiles.....	98

LISTE DES NOTATIONS

G: Charge permanente

Q: Charge d'exploitation

RPA : Le règlement parasismique Algérien

$\overline{\sigma}_{bc}$: *Contrainte admissible du béton*

σ_{bc} : Contrainte du béton

$\overline{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'acier

σ_{st} : Contrainte d'acier

τ : Contrainte admissible de cisaillement

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement

f_{bc} : Contrainte de calcul

f_{cj} : Résistance à la compression

f_{jt} : Résistance à la traction

f_{c28} : Résistance caractéristique a 28jours

f_e : Limite élastique d'acier

E_{ij} : Déformations instantanées

E_{vi} : Déformations différées

ϑ : Coefficient de poisson

e: Excentricité

he: Hauteur libre d'étage

A_{st} : Section d'armature

A_r : Armature de répartition

γ_b : Coefficient de sécurité de béton

γ_s : Coefficient de sécurité d'acier

θ : Coefficient d'application

CNV: Condition non vérifié.

C.V: Condition vérifié

η : Facteur de correction d'amortissement

$I_{x,y}$: Moment d'inertie

μ : Moment ultime réduit

z : Bras de levier

d : Distance séparant entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures

d' : Distance entre les armatures et la fibre neutre

λ : L'élancement mécanique des poteaux

B_r : Section réduite

M_u : Moment fléchissant à l'état limite ultime

M_S : Moment fléchissant à l'état limite service

M_t : Moment en travée

M_a : Moment en appuis

T : Période propre

T_u : Effort tranchant ultime

T : Effort tranchant

T : La période fondamentale de la structure

V : Effort tranchant à la base

N : Effort normal

A : Coefficient d'accélération de zone

D : Facteur d'amplification dynamique

R : Coefficient de comportement global de la structure

Q : Facteur de qualité

W_T : Poids total de la structure

W_i : Poids sismique au niveau «i»

C_i : Coefficient de période

β : Coefficient de pondération

L_f : Longueur de flambement

f: Flèche admissible

λ : L'élancement géométrique

a: Dimensions du poteau

ρ_a : Coefficient correcteur

$\emptyset l$: Diamètre d'une barre d'acier longitudinal

$\emptyset t$: Diamètre d'une barre d'acier transversale

S_t : Espacement

ELU: Etat limite ultime

ELS: Etat limite service

K: Coefficient de raideur du sol

δ_e : Déplacement élastique

δ_u : Déplacement ultime

μ : Facteur de ductilité de la structure

β_0 : Coefficient d'amplification spectrale

FEMA: Federal Emergency Managem

INTRODUCTION GENERAL

Au cours des dernières décennies, le monde a été confronté à de nombreux séismes de magnitudes moyennes à élevées, provoquant d'importantes pertes humaines et matérielles à travers plusieurs pays. Le faible niveau de performance de certaines constructions durant ces événements sismiques a révélé une vulnérabilité structurelle significative, rendant indispensable l'évaluation précise des dommages subis par les structures. Face aux limites des méthodes d'analyse élastiques linéaires classiques, la nécessité de concevoir de nouveaux outils d'analyse plus fiables s'est imposée. C'est dans ce contexte que des méthodes de conception sismique de nouvelle génération, telles que l'analyse *pushover*, ont vu le jour.

L'analyse *pushover* est une méthode statique non linéaire visant à évaluer la vulnérabilité des structures existantes face à un séisme. Elle consiste à suivre, de manière progressive, la formation des rotules plastiques dans une structure soumise à une charge verticale constante et une charge latérale croissante, jusqu'à l'effondrement. Cette approche permet d'obtenir des informations précieuses sur le comportement non linéaire global de l'ouvrage et d'identifier les points faibles structuraux.

Les normes sismiques les plus récentes, notamment en Europe et aux États-Unis, intègrent cette méthode dans l'évaluation des réponses inélastiques des structures à travers différentes variantes telles que la méthode du spectre de capacité, la méthode N2 ou encore la méthode du coefficient de déplacement. Toutes ces approches reposent sur un élément fondamental commun : l'élaboration d'une courbe *pushover* représentant la relation entre l'effort tranchant à la base et le déplacement au sommet de la structure.

La présente étude vise à définir et à appliquer la méthode *pushover* conformément aux recommandations des codes internationaux, dans le but d'estimer les réponses non linéaires des structures en béton armé soumises à des actions sismiques. Elle s'inscrit dans une volonté de renforcer la culture parasismique en Algérie et d'apporter de nouveaux outils d'analyse pour une meilleure compréhension du comportement réel des bâtiments.

Les objectifs principaux de cette recherche sont :

- Identifier le comportement non linéaire d'une structure en béton armé.
- Évaluer la performance sismique de la structure à travers l'application des principales méthodes *pushover*.
- Maîtriser la technique d'analyse *pushover* afin d'estimer le niveau de vulnérabilité de la construction.
- Déterminer la charge réelle de ruine ainsi que les mécanismes d'effondrement associés à travers un modèle analytique conçu selon les exigences du code parasismique algérien RPA 2024.



***Chapitre 1:Analyse
Statique Non Linéaire***

1.1 Introduction

L'analyse poussée est une méthode numérique utilisée en génie civil pour évaluer la résistance et le comportement d'une structure face à un séisme ou à d'autres sollicitations latérales. Elle permet d'identifier les zones les plus vulnérables de la structure et d'estimer les dommages potentiels. Cette méthode est particulièrement utile pour les bâtiments existants ou pour vérifier la conception de bâtiments neufs.

Afin d'évaluer la capacité portante et d'identifier les zones critiques des structures existantes, il est essentiel de réaliser une analyse non linéaire de type Pushover. Cette méthode, relativement simple à mettre en œuvre, permet de simuler le comportement de la structure sous des charges latérales croissantes, révélant ainsi la formation et la localisation des rotules plastiques. Ces informations sont cruciales pour concevoir des programmes de renforcement efficaces et ciblés.

1.2 Définition

L'analyse Pushover est une analyse statique non linéaire réalisée dans des conditions de charges de gravitationnelles constantes et de charges horizontales croissant de façon monotone. (1)

L'analyse des structures, notamment face aux risques sismiques, repose sur la comparaison entre la demande de déplacement (ce que le séisme exige de la structure) et la capacité de déplacement (ce que la structure peut supporter).

L'analyse statique non linéaire Pushover est une méthode largement utilisée pour évaluer la capacité des structures existantes. Elle consiste à appliquer des charges latérales progressivement croissantes, suivant un schéma prédéfini, jusqu'à ce que la structure atteigne un état de ruine.

Cette méthode permet de visualiser le comportement non linéaire de la structure, d'identifier les zones critiques (où se forment les rotules plastiques) et de déterminer la capacité portante ultime. Les résultats sont généralement représentés par une courbe de capacité (courbe effort tranchant à la base - déplacement du sommet), qui permet de comparer la demande sismique à la capacité de la structure.

1.3 Principe de la méthode de "Pushover"

Cette méthode s'appuie sur une modélisation du comportement non linéaire des structures et sur un calcul statique équivalent de la réponse de la structure qui est représenté par une courbe reliant l'effort tranchant résultant à la base et le déplacement en tête connu sous le nom de "Courbe Push-Over".(2)

L'analyse Pushover est une méthode d'analyse non linéaire qui permet d'évaluer la résistance maximale d'un bâtiment face à des charges latérales, comme celles induites par un séisme. L'idée de base est de simuler virtuellement un "essai destructif" en poussant progressivement le bâtiment jusqu'à l'effondrement, afin de déterminer l'effort maximal qu'il peut supporter.

Bien sûr, un tel essai n'est pas réalisable dans la réalité, mais l'analyse Pushover offre une alternative aléatoire.

Concrètement, il s'agit d'appliquer des charges horizontales croissantes sur la structure, tout en maintenant les charges verticales constantes (charges permanentes). On augmente progressivement l'intensité de ces forces horizontales, en respectant une distribution prédéfinie, jusqu'à ce que la structure atteigne un état de rupture.

L'objectif principal est de vérifier si la structure, dans son état de dimensionnement actuel, est capable de résister à une force horizontale supérieure à la valeur réglementaire. Si c'est le cas, le dimensionnement est considéré comme satisfaisant, même si la valeur du coefficient de comportement réellement atteint dépasse les exigences minimales.

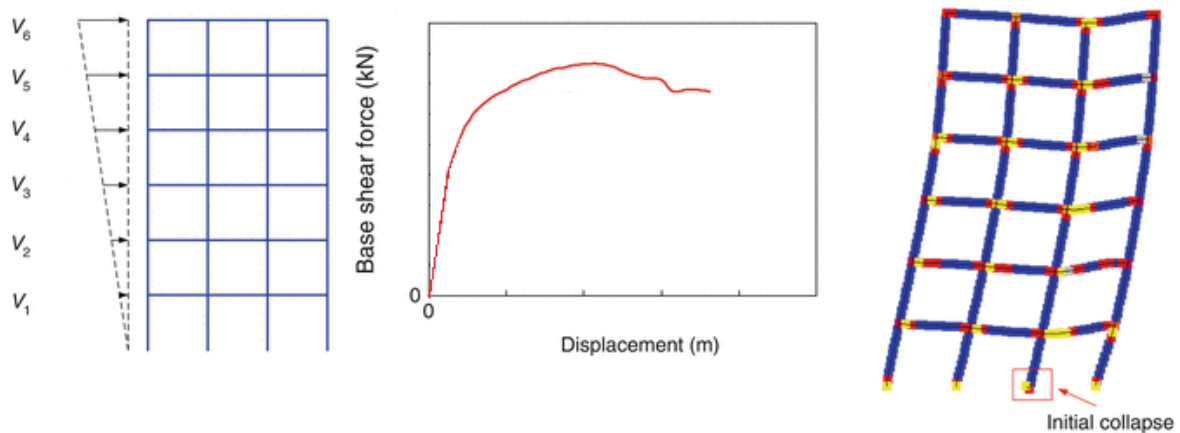


Figure 1.1: la courbe de capacité d'un bâtiment (3)

1.4 But de l'analyse Pushover

La méthode Pushover est particulièrement utile pour l'évaluation à des niveaux de performance associés à de grandes déformations inélastiques (par exemple, niveau de prévention d'effondrement).

Le pushover devrait fournir des informations sur de nombreuses caractéristiques de réponse qui ne peuvent pas être obtenues à partir d'une analyse statique ou dynamique linéaire. Parmi les exemples qui on :(3)

- Estimation des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie.
- Estimations des dérives inter-étages, qui tiennent compte des discontinuités de résistance ou de rigidité et peuvent être utilisées pour contrôler les dommages et évaluer les effets P-delta.
- Détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles.
- Identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes.
- Vérification de l'exhaustivité et de l'adéquation du chemin de charge, en prenant en compte tous les éléments du système structural, système de fondation.
- l'estimation des dérives entre les étages et leur distribution le long de la hauteur(4)

La détermination des exigences de force sur les éléments fragiles, telles que les exigences de force axiale sur les colonnes, les exigences de moment sur les connexions poutre-colonne, etc.

Conséquences de la détérioration de la résistance d'éléments individuels sur le comportement du système structurel

1.5 Les avantages de l'analyse pushover

L'avantage de la méthode pushover est qu'elle s'applique aussi bien à l'évaluation et à la modernisation des structures existantes qu'à la conception de nouvelles structures. Une évaluation complète d'un système latéral nécessiterait l'exécution d'une série d'analyses temporelles non linéaires de la structure soumise à une série représentative de mouvements sismiques du sol. Cela devrait être l'accent mis sur les procédures d'évaluation à l'avenir. À l'heure actuelle, cette approche est considérée comme irréalisable, sauf pour quelques cas particuliers. Reconnaisant cette limitation, la tâche consiste à effectuer un processus d'évaluation relativement simple mais plus réaliste et plus complet qu'un processus basé sur une analyse élastique linéaire de la structure. (3)

L'analyse pushover offre une multitude d'avantages pour l'évaluation et l'amélioration de la performance sismique des structures :

- Évaluation précise de la résistance sismique : Elle permet de simuler le comportement d'une structure face à un séisme, offrant une estimation fiable de sa capacité à résister.
- Identification des points faibles : Elle révèle les zones critiques et les mécanismes de rupture potentiels, permettant de cibler les renforcements nécessaires.
- Mesure de la capacité de déformation : Elle évalue la ductilité de la structure, c'est-à-dire sa capacité à se déformer sans s'effondrer, un facteur crucial pour la sécurité.
- Optimisation de la conception : Les résultats guident l'amélioration de la conception, en identifiant les éléments à renforcer ou à modifier pour une meilleure résistance.
- Réduction des coûts : En optimisant la conception, elle permet de réduire les coûts de construction sans compromettre la sécurité.
- Amélioration de la sécurité des occupants : En identifiant et en atténuant les risques sismiques, elle contribue à protéger les vies humaines.
- Conformité aux normes : Elle est compatible avec les codes de construction et les normes internationales, garantissant la conformité réglementaire.
- Adaptabilité aux projets : Elle offre une grande flexibilité et peut être personnalisée en fonction des spécificités de chaque projet.

L'analyse push-over est préférée car :(5)

- La charge sismique conduit à un comportement non linéaire de la structure.
- Des critères et paramètres d'acceptation moins conservateurs peuvent être utilisés avec conséquences comprises.

1.6 Hypothèses d'élaboration de la méthode (Pushover)

L'analyse statique pushover est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent, ce qui implique que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et la forme de ce mode demeure constante durant la durée du séisme.

Les chercheurs ont montré que ces hypothèses donnent de bons résultats concernant la réponse sismique (déplacement maximal) donnée par le premier mode de vibration de la structure simulé à un système linéaire équivalent.(6)

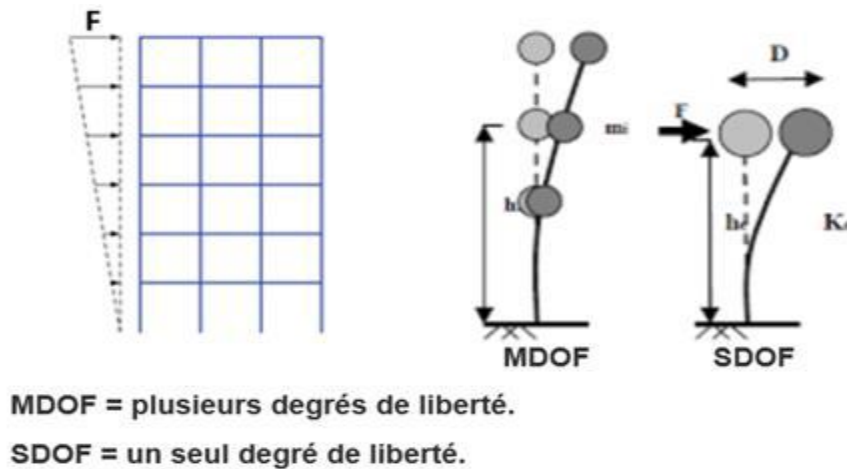


Figure 2 : Système équivalent d'une structure à plusieurs degrés de libertés (8)

1.7 Limites de l'analyse Pushover

Il y a de bonnes raisons de préconiser l'utilisation de l'analyse push-over inélastique pour la prédiction de la demande, car dans de nombreux cas, elle fournira des informations beaucoup plus pertinentes que l'analyse push-over élastique. Dans de nombreux cas, elle fournira des informations beaucoup plus pertinentes qu'une analyse statique élastique ou même dynamique. Mais il serait contre-productif de préconiser cette méthode comme technique de solution générale pour tous les cas. L'analyse push-over est une méthode utile, mais pas infaillible, pour évaluer les exigences inélastiques en matière de résistance et de déformation et pour exposer les problèmes de résistance et de déformation. De résistance et de déformation inélastiques et pour mettre en évidence les de conception. Son principal avantage est qu'elle encourage l'ingénieur à reconnaître les quantités importantes de la réponse sismique et à faire preuve de discernement en ce qui concerne les et de déformation qui contrôlent la réponse sismique près de la rupture. De la réponse sismique à l'approche de la rupture, mais il faut reconnaître que dans certains cas, elle peut donner un faux sentiment de sécurité si ses lacunes et ses pièges ne sont pas pris en compte. Sécurité si ses lacunes et ses pièges ne sont pas reconnus. Pour les structures qui vibrent principalement dans le mode fondamental, une telle analyse fournira très probablement de bonnes estimations de l'impact global, ainsi que de l'impact sur l'environnement. Elle mettra également en évidence les faiblesses de conception qui peuvent rester cachées dans une analyse élastique. Ces faiblesses comprennent les mécanismes d'histoire, les demandes de déformation excessives, les irrégularités de résistance et les surcharges sur des éléments potentiellement fragiles, tels que les murs, les murs et les plafonds. Sur des éléments potentiellement fragiles, tels que les colonnes et les connexions.(7)

L'analyse pushover, bien qu'offrant des avantages par rapport aux méthodes d'analyse élastique, repose sur des hypothèses qui nécessitent une attention particulière. La précision de ses prévisions est influencée par plusieurs facteurs, et ses limites doivent être clairement identifiées.

1.8 Défis majeurs de l'analyse pushover

1.8.1 Estimation du déplacement cible

Le déplacement cible, représentant le déplacement global attendu lors d'un séisme de conception, est un élément crucial.

Une estimation précise de ce déplacement est essentielle pour garantir la fiabilité des prévisions de la demande sismique obtenues par l'analyse pushover. (4)

1.8.2 Sélection des modèles de charge latérale

Le choix des modèles de charge latérale a un impact significatif sur les résultats de l'analyse.

1.8.3 Identification des mécanismes de défaillance

Il est impératif de prendre en compte les mécanismes de défaillance potentiels, notamment ceux induits par les modes de vibration supérieurs, qui peuvent ne pas être correctement capturés par l'analyse pushover.

Dans l'analyse pushover le déplacement cible pour un système à plusieurs degrés de liberté (MDOF) est généralement estimé comme la demande de déplacement pour le système correspondant.

(MDOF) est généralement estimé comme la demande de déplacement pour le système équivalent à un seul degré de liberté (SDOF).

Système équivalent à un seul degré de liberté (SDOF). Les propriétés de base d'un système SDOF équivalent sont obtenues à l'aide d'un vecteur de forme qui représente la forme fléchie du système MDOF. La plupart des chercheurs recommandent l'utilisation du profil de déplacement normalisé au niveau de déplacement cible comme vecteur de forme.

Mais une itération est nécessaire car ce déplacement n'est pas connu a priori. Ainsi, un vecteur de forme fixe, le premier mode élastique, est utilisé pour des raisons de simplicité sans tenir compte des modes supérieurs par la plupart des approches. Modes supérieurs par la plupart des approches.(4)

On doit souligner que l'analyse push-over est approximative en nature et basée sur le chargement statique. Car elle ne peut pas représenter des phénomènes dynamiques avec un grand degré d'exactitude. Une évaluation complète de l'exactitude des prévisions de demande de push-over exigera l'exécution d'un grand nombre de cas d'études pour plusieurs configurations différentes.(6)

1.9 Les fondements de la méthode Statique non linéaire

1.9.1 Le déplacement cible

Le déplacement cible est un paramètre essentiel dans l'analyse Push over, car il permet de:

- Évaluer la performance sismique de la structure: en comparant le déplacement cible à la capacité de déplacement de la structure, on peut déterminer si elle est susceptible de subir des dommages importants lors d'un séisme.

- Identifier les zones vulnérables: l'analyse Pushover révèle les zones de la structure où la demande de déplacement est supérieure à la capacité, indiquant les zones les plus susceptibles de subir des dommages.
- Concevoir des méthodes de renforcement: en connaissant les zones vulnérables et le déplacement cible, il est possible de concevoir des méthodes de renforcement efficaces pour améliorer la résistance et la ductilité de la structure.

1.9.2 La demande sismique

La méthode non linéaire se concentre sur le déplacement maximal que le bâtiment est susceptible de subir. Ce déplacement est ensuite utilisé comme base pour la conception de la structure, en veillant à ce qu'elle puisse résister à ce niveau de mouvement sans s'effondrer. Cette approche est particulièrement utile dans la méthode non linéaire, car elle permet une évaluation plus directe de la performance de la structure sous des charges sismiques.

La demande sismique inélastique est obtenue par la réduction du spectre de réponse élastique amorti à 5% par des facteurs qui dépendent de l'amortissement effectif de la structure(8)

Les étapes de détermination de la demande sismique peuvent être résumées comme suit :

- Détermination du spectre élastique amorti à 5%.
- Transformation du spectre élastique au format accélération-déplacements.
- Idéalisation bi linéaire de la courbe de capacité.
- Détermination de l'amortissement effectif et réduction du spectre élastique.

1.9.3 Point de performance

En superposant le spectre de dimensionnement et la courbe de capacité de la structure sur un graphique Accélération-Déplacement, on peut déterminer le 'point de performance' de la structure, qui caractérise sa réponse à un séisme.

Ce point d'intersection nous permet de déterminer si la structure a la capacité de répondre aux exigences du séisme en termes de déplacement et de résistance

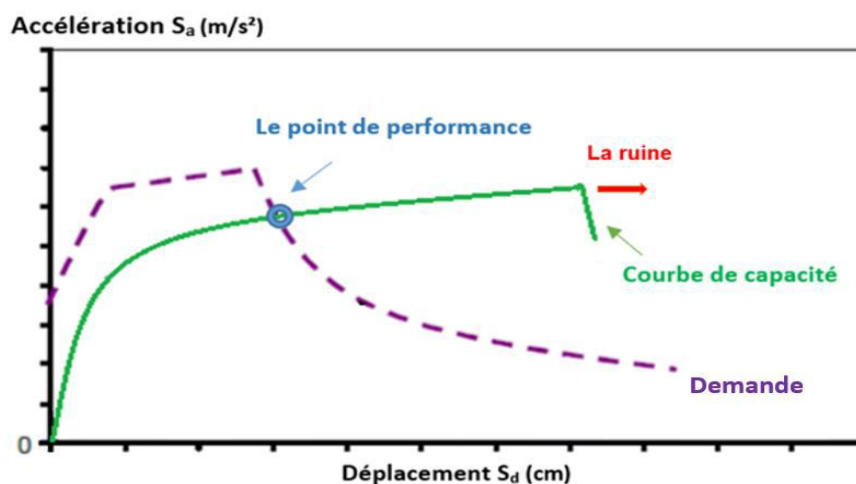


Figure 3: Le point d'intersection des courbes de capacité et de la demande (10)

1.9.4 Définition de la ductilité

Lors du mouvement provoqué par l'action sismique, les structures en béton armé présentent un comportement non linéaire dû à l'émergence de non-linéarités, telles que la fissuration et l'écrasement du béton, le glissement de l'interface entre l'acier et le béton, etc. La plasticité est la capacité d'une structure, d'un élément structurel ou de ses matériaux constitutifs à se déformer dans une plage non linéaire, au-delà de la limite d'élasticité, jusqu'à la rupture. En génie civil, l'ingénieur cherche à obtenir un comportement suffisamment élastique. Cela confère à la structure une bonne capacité à dissiper l'énergie transmise par un tremblement de terre et à éviter une rupture fragile soudaine qui pourrait être catastrophique. Il est également défini comme le facteur qui représente le rapport entre la déformation ultime et la déformation élastique. Cette définition s'applique aux distortions, rotations, courbures et déplacements.(9)

1.9.5 Niveau de performance

L'avènement du « Performance Based Design » en ingénierie sismique a mené au développement récent de diverses méthodes, tant pour la conception parasismique de nouveaux bâtiments que pour l'évaluation du risque des bâtiments existants.(8)

Ces nouvelles méthodes qui se fondent sur le comportement des structures obtenues par modélisation numérique et essais à échelle réduite, tendent à se substituer aux méthodes conventionnelles basées sur le retour d'expérience des séismes passés.(8)

L'analyse Pushover est une méthode d'évaluation de la résistance sismique d'une structure. Elle consiste à appliquer des forces latérales croissantes à la structure jusqu'à ce qu'elle atteigne sa limite de capacité. Le principal résultat de cette analyse est la comparaison entre la demande de réponse (le mouvement du sol attendu) et la capacité de la structure (sa résistance).

- **Bonne résistance:** Si la courbe de la demande (représentant le mouvement du sol) croise la courbe de capacité (représentant la résistance de la structure) près de la zone élastique (Figure (1.4a)), cela signifie que la structure a une bonne résistance sismique. Elle est capable de supporter le mouvement du sol attendu sans subir de dommages importants.
- **Mauvaise résistance:** Si la courbe de la demande croise la courbe de capacité avec peu de réserve de résistance et de capacité de déformation (Figure (4 b)), cela indique que la structure se comportera mal lors d'un séisme. Elle risque de subir des dommages majeurs, voire un effondrement. Dans ce cas, une réadaptation est nécessaire pour renforcer la structure et améliorer sa résistance sismique.

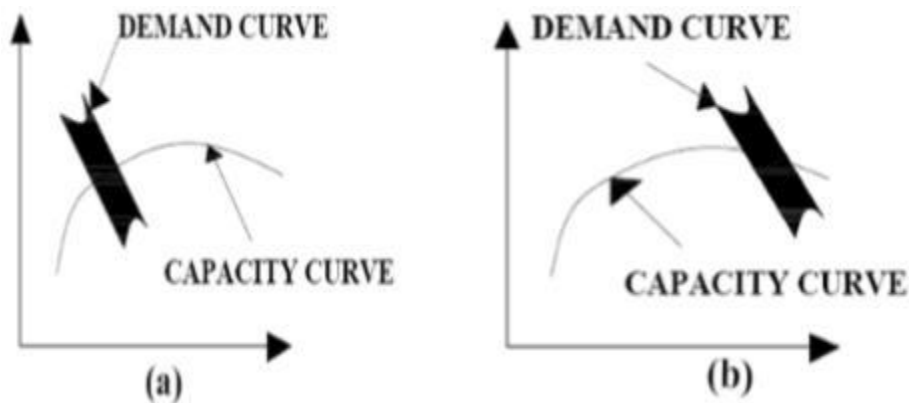


Figure 4: Estimation de la résistance

1.10 Les niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité

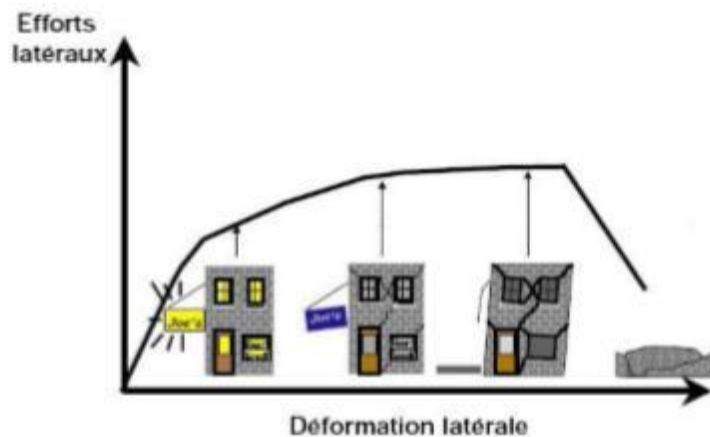


Figure 5: Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité

D'après cette courbe on observe quatre niveaux :

- **Niveau 1** : La structure est dans le domaine élastique, qui est conçue par le règlement parasismique algérien. Elle peut subir des endommagements très petits.
- **Niveau 2** : Dans ce niveau, les endommagements sont susceptibles de se développer, mais la structure reste encore en dehors du danger.
- **Niveau 3** : La structure présente un endommagement avancé, elle n'a aucune capacité de résistance, et sa stabilité étant en danger.
- **Niveau 4** : Enfin l'effondrement total de la structure.

1.11 Analyse Pushover avec SAP 2000

SAP2000 est un progiciel développé par la compagnie "Computers and Structures, Inc." pour l'analyse et la conception des structures. C'est un système entièrement intégré pour modéliser, analyser, concevoir et optimiser des types particuliers de structures.

SAP2000 est utilisé pour des structures générales, y compris ponts, stades, tours, usines industrielles, structures en mer, systèmes de canalisation, bâtiments, barrages, sols, pièces de mécanique, etc.

SAP des programmes d'analyse structurale. Pour analyser et concevoir une structure en utilisant SAP2000 les étapes générales suivantes sont exigées :

- Etape 1: Modélisation et analyse élastique linéaire de la structure.
- Etape 2: Vérification et ferrailage de la structure.
- Etape 3: Définition du comportement non linéaire des éléments.
- Etape 4: Définition du chargement de l'analyse statique non linéaire (Pushover).
- Etape 5: Analyse statique non linéaire et extraction de la courbe de capacité

1.12 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".
- ATC 40 (Applied Technology Council). "California seismic safety commission".
- ATC 40, 1996 "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings".
- 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"

1.13 Les méthodes Pushover et leur application dans les règlements sismiques Récents

La nécessité de modifications de la méthodologie du modèle sismique existant a été principalement identifiée. La communauté structurale a développé une nouvelle génération et exemple de conception, (Fajfar et Krawinkler en 1997). Cet objectif ne peut être obtenu qu'en présentant un certain type d'analyse non linéaire dans la méthodologie de dissimulation sismatique. Dans le court métrage court, l'approche la plus appropriée semble être une combinaison d'analyse statique non linéaire et du spectre de réponse. Les éléments d'approche tant sont la méthode de capacité à la capacité à 42 à la procédure statique de l'ATC, appliquée la FEMA 273. Le processus de retour est également utilisé dans ATC 40 comme méthode alternative, qui est appelée méthode de mouvement de mouvement. Autre Une méthode de N2 (où N représente l'analyse), ont l'Université de Ljubljana. (6)

1.13.1 La méthode N2 selon l'Eurocode 8 (1)

L'édition 2004 de l'Eurocode 8 présente la méthode N2 comme l'une des options pour la conception des bâtiments. Bien que cette méthode ait été largement diffusée grâce à la formation des ingénieurs civils, elle a été peu employée en pratique. Jusqu'à aujourd'hui, la méthode N2 a été appliquée à presque tous les types de bâtiments. Elle repose sur des données structurales permettant de déterminer à la fois la capacité d'une structure et la demande sismique. Les spectres inélastiques doivent être définis pour prendre en compte la dissipation d'énergie, en utilisant un modèle SDOF non linéaire fondé sur une relation bilinéaire entre la force et la déformation. (10)

La méthode N2 a été introduite par Fajfar et al. (1988) comme alternative à la méthode CSM. L'idée de base de la méthode N2 provient du modèle développé par Saides et al. (1981) qui à son tour est basé sur les travaux de Gulkan et al. (1974). La principale différence dans la méthode conforme à la méthode CSM est le type de spectre de questions utilisé pour évaluer le changement cible.(11)

Généralement, la méthode N2 convient aux structures prédominantes par le premier Mode. La méthode N2 est considérée comme similaire à la méthode Spectre de la capacité, si elle est basée sur les spectres de réponse de la réponse. La méthode N2 peut être présentée dans les étapes suivantes :(12)

1- Création d'un modèle structurel d'un système avec de nombreux degrés de liberté dans le solde la construction, en plus de lui, de Relations non linéaires (identification de la force) des éléments structurels sont nécessaires sous une charge monotonique.

2- Déterminez le spectre inélastique du spectre élastique d'un seul système degré de liberté élastique, avoir une période de vibration de base et un facteur amorgodiationvisqueux spécifique ζ , la relation suivante s'applique :

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (1.1)$$

S_{de} Et S_{ae} représentent respectivement les spectres de pseudo- déplacement et de déplacement élastiques pour un système inélastique à un degré de liberté avec un comportement force-déformation bilinéaire.

Les spectres S_a (accélération) et S_d (déplacement) sont calculables via les équations suivantes :

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad (1.2)$$

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (1.3)$$

Dans la méthode N2

T : la période de fondamentale du bâtiment. Les facteurs de ductilité μ et de réduction R_μ , qui représentent respectivement la déformation plastique et la dissipation d'énergie, sont liés par une relation bilinéaire

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 \quad T < T_c \quad (1.4)$$

$$R_\mu = \mu T \geq T_c \quad (1.5)$$

T_c , la période caractéristique du mouvement terrestre, marque la transition dans le spectre de réponse : elle sépare la zone d'accélération constante (courtes périodes) de la zone de vitesse constante (périodes moyennes).

La relation bilinéaire ($R_u - \mu$) implique que, pour les périodes moyennes et longues, la règle de déplacement égal s'applique. Ainsi, en utilisant les équations (1.2) à (1.5) et les spectres de conception élastique, on peut déterminer les spectres de demande pour des facteurs de ductilité constants μ , dans le format ADRS, comme illustré à la figure (6).

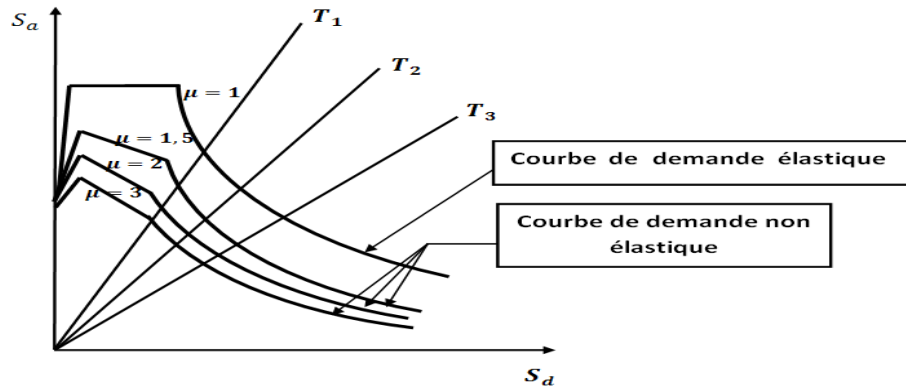


Figure 6: les spectres de demande pour des facteurs de ductilité constants dans le format ADRS. (1)

3-Pour déterminer le comportement non linéaire force-déplacement d'une structure à plusieurs degrés de liberté soumise à un séisme, on effectue une analyse Pushover. Cette analyse applique des charges latérales progressivement croissantes, qui représentent les forces d'inertie sismiques, jusqu'à ce que les éléments structuraux atteignent leur limite plastique, ce qui réduit la rigidité globale de la structure.

La méthode de calcul du vecteur des charges latérales f , utilisé dans l'analyse Pushover, est la suivante :

$$f = PM\{\phi\} \quad (1.6)$$

M: la matrice de masse diagonale, caractéristique du système à plusieurs degrés de liberté.

P : est un facteur qui détermine l'intensité des charges latérales.

En conséquence, la force latérale appliquée à l'étage 'i' est directement proportionnelle à la fois à la composante ' ϕ_i ' du vecteur de déplacement supposé ϕ et à la masse ' m_i ' de cet étage. $P_i = P m_i \phi_i$ (1.7)

Cette approche permet d'obtenir un profil de force latérale qui équivaut à la distribution des forces sismiques effectives, sous réserve que la forme de déplacement supposée soit correcte et stable pendant le séisme.

La conversion d'un système à plusieurs degrés de liberté, soumis à la charge latérale de l'équation (1.6), en un système à un seul degré de liberté équivalent (et vice-versa)

s'effectue par des calculs mathématiques simples, sans nécessiter d'approximations supplémentaires.

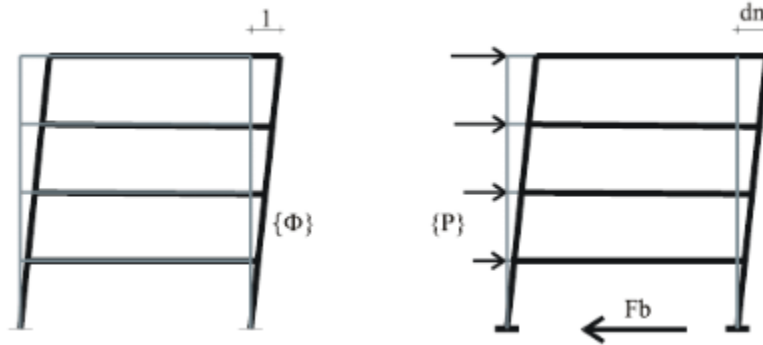


Figure 7: Application d'une distribution forces latérales

4- Nous allons établir les caractéristiques fondamentales d'un système à un seul degré de liberté équivalent, en nous basant sur une analyse Pushover d'un système à plusieurs degrés de liberté. Cette démarche repose sur l'hypothèse cruciale que la forme du mode de déplacement $\{\Phi\}$ reste constante durant la réponse du bâtiment à un séisme. Pour cela, nous normaliserons le vecteur de déplacement $\{\Phi\}$ de sorte que sa composante au dernier étage soit égale à un. Le vecteur de déplacement relatif μ sera défini comme suit :

$$\mu = \{\Phi\}D_t \quad (1.8)$$

D_t : Le déplacement du sommet est une fonction du temps.

Par souci de simplification, l'amortissement est omis dans cette dérivation. Cependant, son influence sera prise en compte dans le spectre de conception. En substituant $q=f$ dans l'équation du mouvement du système à plusieurs degrés de liberté

$$M\ddot{\mu} + C\dot{\mu} + q = -M\{1\}\ddot{\mu}_g \quad (1.9)$$

Et en multipliant par $\{\Phi\}$, nous obtenons l'équation suivante :

$$\{\Phi\}^T M \{\Phi\} \ddot{D}_t + \{\Phi\}^T M \{\Phi\} P = -\{\Phi\}^T M \{1\} \ddot{\mu}_g \quad (1.10)$$

Après multiplication et division par $\{\Phi\}^T M \{1\}$, l'équation du mouvement du système équivalent est :

$$m^* D^* + q^* = -m^* \ddot{\mu}_g \quad (1.11)$$

m^* : la masse équivalent du système à un seul degré de liberté

$$m^* = \{\phi\}^T M \{1\} = \sum_{i=1}^N m_i \phi_i \quad (1.12)$$

Pour un système comportant plusieurs étages et donc plusieurs degrés de liberté, N est défini comme le nombre total d'étages. L'équation (1.11) simplifie l'analyse en utilisant un système équivalent à un seul degré de liberté, caractérisé par un déplacement D^* et une force q^* :

$$D^* = \frac{D_t}{\Gamma} \quad (1.13)$$

$$q^* = \frac{V_b}{\Gamma} \quad (1.14)$$

V_b : L'effort tranchant à la base du système à plusieurs degrés de liberté.

$$V_b = \sum P_t = \{\phi\}^T M \{1\} P = P \sum_{i=1}^N m_i \phi_i = P m^* \quad (1.15)$$

Γ : le facteur de participation modale, contrôle la conversion entre un système à plusieurs degrés de liberté et son équivalent à un seul degré de liberté.

$$\Gamma = \frac{\{\phi\}^T M \{1\}}{\{\phi\}^T M \{\phi\}} = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \phi_i}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_i^2} \quad (1.16)$$

Le facteur de participation modale Γ s'applique uniformément aux déplacements et aux forces. Par conséquent, la courbe de Pushover ($V_b - \Delta$) d'un système à plusieurs degrés de liberté peut être utilisée pour le système équivalent à un seul degré de liberté (q^*-D^*) en divisant les valeurs par Γ .

La méthode N2 suppose une rigidité post-plastique nulle pour le système équivalent à un seul degré de liberté, car le facteur de réduction R_u compare la résistance élastique à la résistance plastique. L'écroûissage modéré, bien qu'influençant les spectres de demande, n'affecte pas significativement le déplacement et les spectres sont valides pour un écroûissage faible ou nul.

La période de vibration élastique (T^*) du système bilinéaire idéalisé est donnée par l'équation suivante

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* D_y^*}{q_y^*}} \quad (1.17)$$

q_y^* et D_y^* sont définis comme le déplacement plastique et la résistance plastique, dans cet ordre.

La transformation de la relation force-déplacement (q^* - D^*) en diagramme de capacités (ADRS) se fait par une division des valeurs de force (q^*) par la masse équivalente m^*

$$S_a = \frac{q^*}{m^*} \quad (1.18)$$

5- L'évaluation de la demande sismique du système équivalent à un seul degré de liberté est illustrée graphiquement dans la figure 1.8. L'intersection de la radiale T^* avec le spectre élastique définit S_{ae} et S_{de} demandes d'accélération et de déplacement élastiques. S_{ay} Représente la demande d'accélération et la capacité du système inélastique

Le facteur R_μ est le quotient de l'accélération élastique par l'accélération inélastique

$$R_\mu = \frac{S_{ae}}{S_{ay}} \quad (1.19)$$

Il convient de souligner que l'accélération de conception S_{de} est habituellement inférieure à l'accélération plastique S_{ay} .

Lorsque la période élastique (T^*) atteint ou dépasse la période caractéristique (T_c), la demande de déplacement inélastique (S_d) devient identique à la demande de déplacement élastique (S_{de}).

C'est-à-dire $S_d = S_{de}$ pour $T^* \geq T_c$

Dans ce cas, la demande de ductilité est donnée par : $\mu = R_\mu$ (1.20)

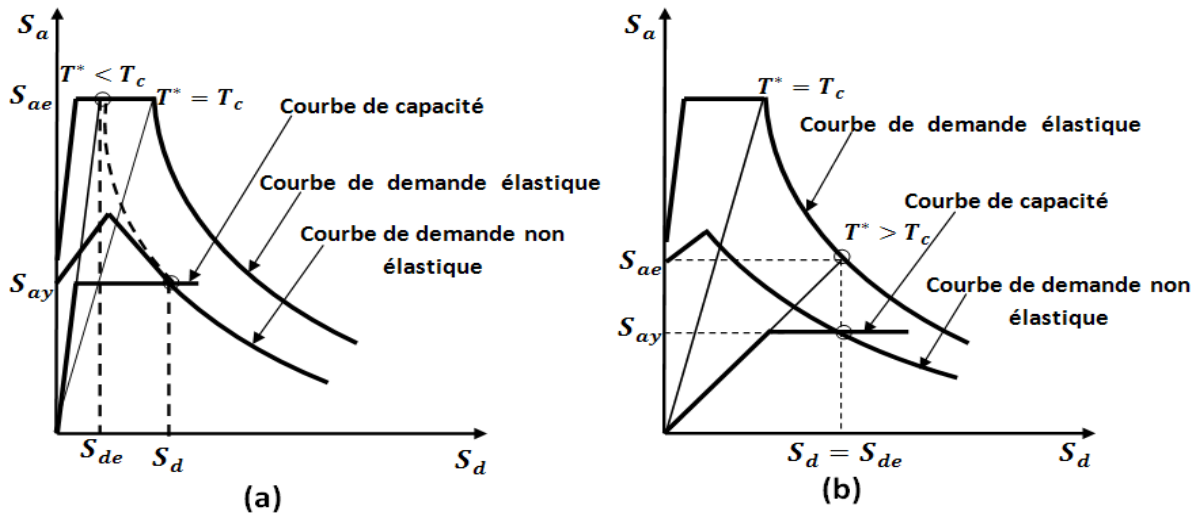


Figure 8: Procédure graphique pour quantifier les effets d'un séisme sur un système à un seul degré de liberté équivalent. (1)

Si la période élastique T^* du système est inférieure à T_c , la ductilité est donnée par :

$$\mu = (R_\mu - 1) \frac{T_c}{T^*} + 1 \quad T^* < T_c \quad (1.21)$$

Il est possible de calculer la demande de déplacement inélastique en utilisant soit la définition de la ductilité, soit les formules (1.3) et (1.21) comme suit :

$$S_d = \mu \Delta_y^* = \frac{S_{de}}{R_\mu} \left(1 + (R_\mu - 1) \frac{T_c}{T^*} \right) \quad (1.22)$$

Dans les deux cas ($T^* < T_c$ et $T^* \geq T_c$) : la concordance est observée : les facteurs de ductilité, qu'ils soient issus du diagramme de capacité ou de l'intersection du spectre de demande, sont égaux au point où ces deux courbes se croisent. Ce point définit la demande inélastique en accélération et en déplacement. Il est à souligner que l'ensemble de cette analyse peut être mené numériquement, sans nécessiter de représentation graphique.

6- La demande de déplacement inélastique S_d , calculée pour un modèle à un seul degré de liberté, est convertie en déplacement maximal au sommet D_t pour le système à plusieurs degrés de liberté à l'aide de l'équation (1.13). Ce déplacement D_t , appelé déplacement cible, sert de base à l'analyse pushover. Cette analyse statique non linéaire permet de déterminer les demandes sismiques locales, telles que les déplacements de niveau et la formation de rotules plastiques, en poussant le bâtiment jusqu'au déplacement cible. On suppose que la distribution des déformations obtenue par l'analyse pushover est une approximation acceptable de celle résultant d'une analyse dynamique.

1.13.2 La méthode de spectre de capacité (ATC 40) (13)

– Introduction

La conception sismique basée sur la performance se heurte à un obstacle majeur : le développement de méthodes d'analyse à la fois simples et efficaces. Ces méthodes doivent permettre d'évaluer avec précision les sollicitations structurelles, garantissant ainsi le respect des objectifs de performance. Les codes de construction actuels exigent de telles procédures pour prédire les forces et les déformations induites par les séismes.

Pour évaluer le déplacement imposé aux bâtiments conçus pour se déformer de manière inélastique, les documents ATC-40 intègrent des procédures d'analyse non linéaires simplifiées, notamment la méthode du spectre de capacité (CSM). Cette méthode repose sur la détermination des diagrammes de capacité et de demande d'un système à un seul degré de liberté (SDOF), obtenus respectivement par analyse pushover et analyse du spectre de réponse. L'intersection de ces diagrammes définit le point de performance, dont le déplacement cible est ensuite converti pour un système à plusieurs degrés de liberté (MDOF). La comparaison de ce déplacement avec les limites admissibles permet de vérifier la conformité de la structure aux exigences de conception sismique. (13)

Le point de performance doit satisfaire deux conditions

- 1) il doit se situer sur la courbe du spectre de capacité pour représenter le comportement de la structure à un déplacement donné ;
- 2) il doit se trouver sur la courbe spectrale de demande, qui représente la demande non linéaire pour ce même déplacement, en utilisant un spectre de conception avec un amortissement de 5 %.

– Définition d'un système équivalent inélastique à un seul degré de liberté

La courbe de capacité est simplifiée par une représentation bilinéaire, définie par la limite élastique globale (V_y, μ_y) du système structurel et le déplacement ultime (V_{pi}, μ_{pi}). (12)

La limite élastique R est définie de manière à ce que les aires A1 et A2 représentées à la figure (9) soient approximativement égales, assurant ainsi une équivalence énergétique entre les deux courbes

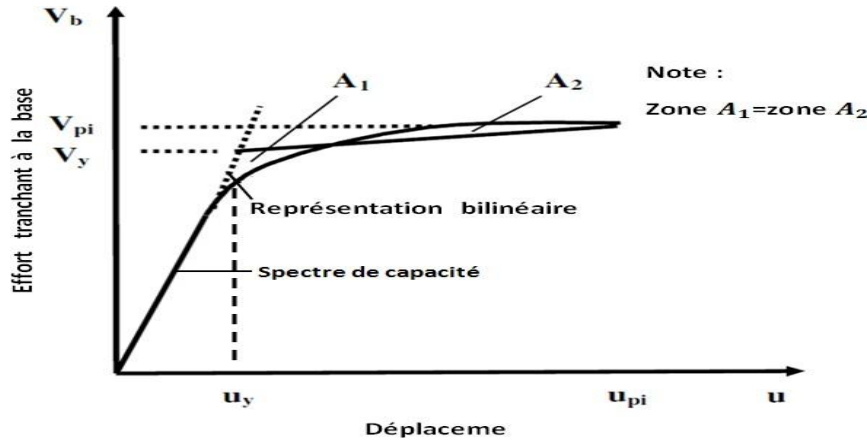


Figure 9: approximation bilinéaire de la courbe de capacité. (3)

– **Analyse statique non linéaire d'un modèle à plusieurs degrés de liberté**

Une distribution verticale de chargement latéral appliqué sur la construction est supposée basée sur le mode fondamental de vibration, d'autres modes de chargement latéral peuvent être utilisés. Une analyse statique non linéaire est ensuite effectuée pour déterminer la courbe de capacité (l'effort tranchant à la base-déplacement au sommet).(12)

Conversion de la courbe de capacité en spectre de capacité : (12)

La conversion de la courbe de capacité en spectre de capacité s'effectue par l'application des équations décrites ci-dessous

$$S_a = \frac{V_b}{\alpha_m M} \quad (1,23)$$

$$S_d = \frac{u_t}{PF_1 \phi_{ij}} \quad (1.24)$$

V_b : L'effort tranchant à la base.

M : la masse totale du bâtiment

u_t : Déplacement de toit.

ϕ_{ij} : L'amplitude modale au niveau de l'étage « i » pour le mode j

PF_1 : Le facteur de participation modal α_m : Le coefficient des masses modales. Donnée par les équations suivant:

$$PF_1 = \frac{\{\phi\}^T M \{1\}}{\{\phi\}^T M \{\phi\}} \quad (1.25)$$

$$\alpha_m = \frac{[\sum_{j=0}^n m_i \phi_{ij}]^2}{\sum_{i=1}^n m_i \sum_{j=1}^n m_i \phi_{ij}^2} \quad (1.26)$$

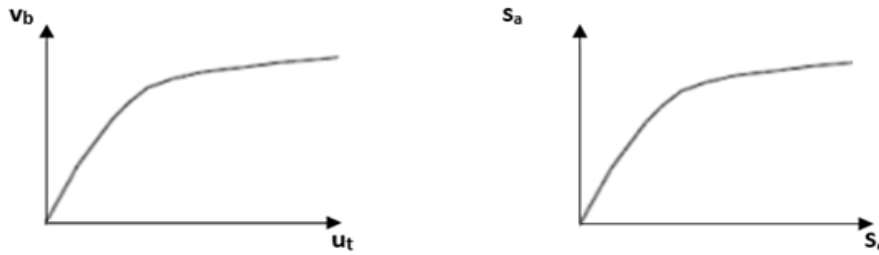


Figure 10: Conversion de la courbe Push-over en format ADRS (Accélération-Déplacement) (8)

– Spectres de réponse élastique et d'accélération-déplacement (ADRS)(12)

Pour convertir la courbe de capacité en spectre de capacité, il est nécessaire de représenter le spectre de réponse élastique ou de conception sous forme d'accélération-déplacement (ADRS), plutôt que sous forme d'accélération-période (figure 11). Ce spectre ADRS est également appelé spectre de demande.

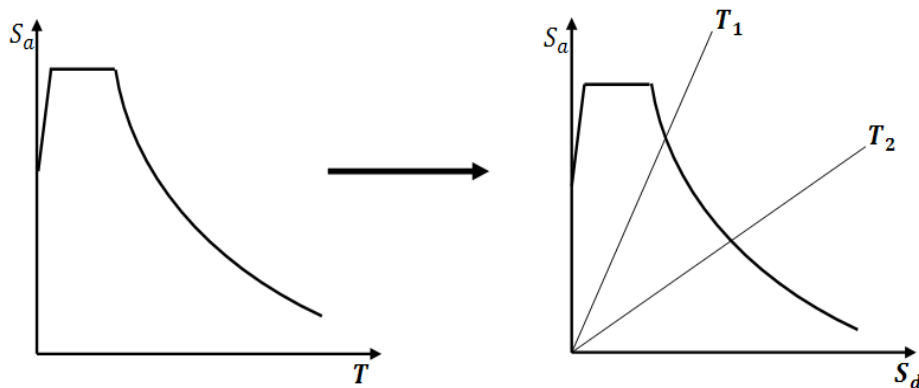


Figure 11: Conversion du spectre élastique au spectre d'ADRS (10)

– Analyse de la capacité par superposition des spectres de demande élastique amortie

Une fois les spectres de capacité et de demande élastique (amortissement de 5 %) tracés en format ADRS (figure 12), le point de performance ($a_{pi}; d_{pi}$) peut être estimé. Une première approche consiste à utiliser la règle du déplacement égal, en prolongeant la partie linéaire du

spectre de capacité jusqu'à son intersection avec le spectre de demande élastique. D'autres méthodes, comme choisir le point final du spectre de capacité ou un point basé sur l'expérience (ATC-40), sont également possibles. (13)

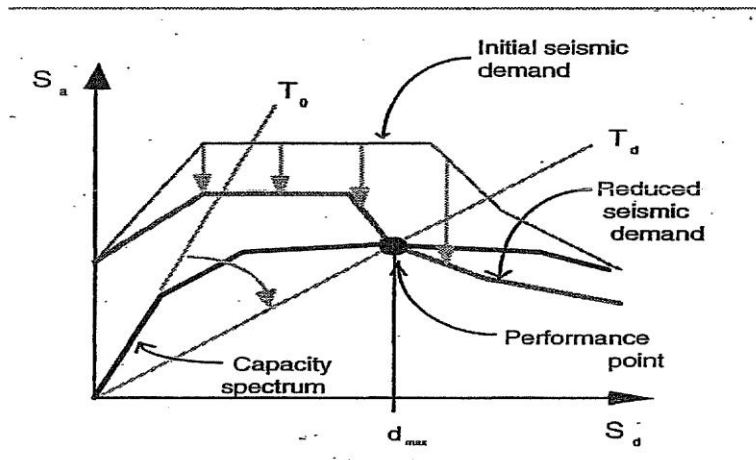


Figure 12: l'estimation initiale du point de performance en utilisant la règle de déplacement égal. (10)

– **L'amortissement visqueux équivalent:**

L'amortissement observé lorsqu'un séisme pousse une structure dans le domaine inélastique résulte de la combinaison de l'amortissement visqueux initial de la structure et de l'amortissement hystérétique.(6)

L'amortissement hystérétique représente la dissipation d'énergie qui se produit lors d'un séisme, visualisée par la surface à l'intérieur des boucles formées en traçant la force sismique (effort tranchant à la base) en fonction du déplacement de la structure.(6)

L'amortissement hystérétique peut être modélisé comme un amortissement visqueux équivalent en utilisant les principes de la dynamique des structures. Le coefficient d'amortissement visqueux équivalent (B_{eq}), associé au déplacement maximal d_{pi} , peut être estimé à l'aide de l'équation suivant :

$$B_{eq} = \frac{1E_D}{4\pi E_{S_0}} \quad (1.27)$$

E_D : L'énergie dissipée par l'amortissement.

E_{S_0} : L'énergie de déformation maximale.

L'importance physique des termes E_d et E_{s_0} dans l'équation (1.27) est illustrée à la Figure (1 3). E_d représente l'énergie dissipée par la structure lors d'un cycle complet de mouvement, et correspond à la surface délimitée par la boucle d'hystérésis. E_{s_0} , quant à elle, représente l'énergie de déformation maximale atteinte durant ce cycle, et correspond à la surface hachurée sur la figure.

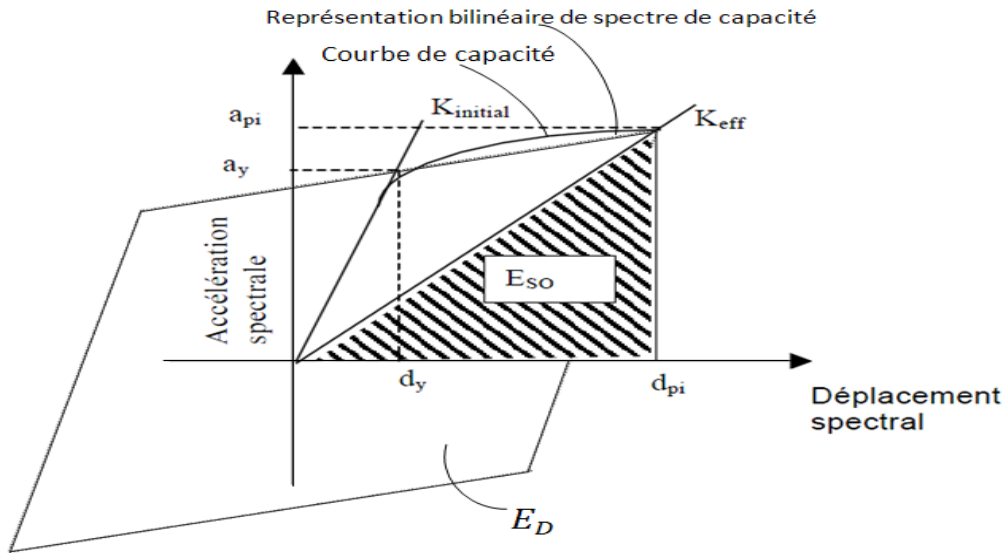


Figure 13: Estimation d'amortissement visqueux équivalent en utilisant la méthode du spectre de capacité (10)

– **Point de performance d'un système à un seul degré de liberté équivalent(12)**

La méthode d'estimation du point de performance (figure 14) exige que le nouveau spectre de demande et le spectre de capacité se croisent ou soient suffisamment proches. Si la proximité est jugée satisfaisante, l'estimation est acceptée. Sinon, le point de performance est recalculé et la procédure est réitérée à partir de la superposition des spectres de capacité et ADRS.

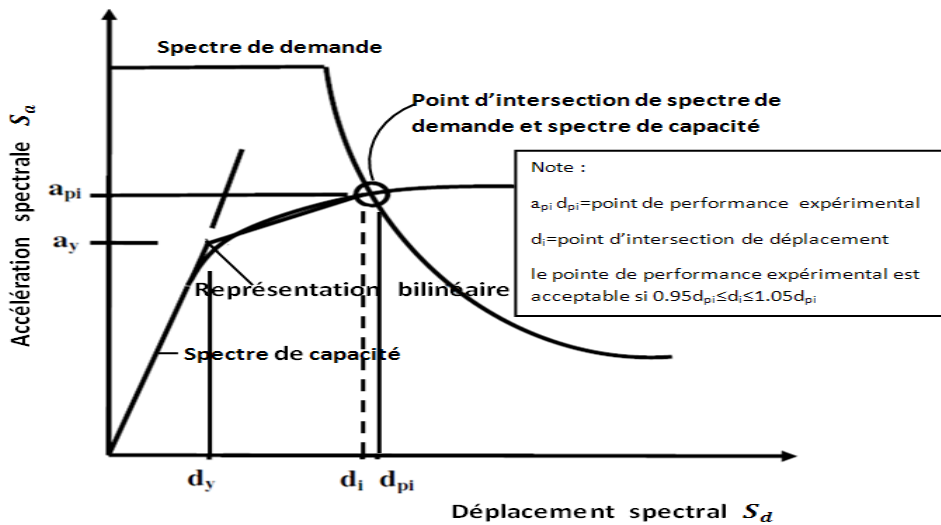


Figure 14 : estimation de déplacement cible en utilisant la méthode du spectre de capacité. (10)

– **Point de performance d'un système à plusieurs degrés de liberté**

Le point d'intersection entre la courbe de capacité et la courbe de demande permet d'évaluer si la structure peut résister à la sollicitation sismique. Il détermine si le mécanisme de ruine est atteint, et donc si la structure satisfait aux exigences sismiques.(6)

Une fois le point de performance déterminé, il est converti en déplacement cible pour un système à plusieurs degrés de liberté à l'aide de l'équation suivante :

$$\mu_t = PF_1 \phi_{ij} S_d \quad (1.28)$$

PF_1 : Le facteur de participation, tel que défini dans l'équation (1.25)

S_d : représente le déplacement spectral du système à un seul degré de liberté équivalent, tel que défini par l'équation (1.24)

1.13.3 La méthode des coefficients « FEMA 356 » : (14)

La méthode des coefficients, décrite dans la norme FEMA 356, est une approche statique non linéaire clé. Elle estime le déplacement maximal d'une structure (déplacement cible) en ajustant la réponse élastique linéaire d'un système SDOF équivalent à l'aide de coefficients (C_0 à C_3). Cette méthode s'appuie sur une courbe de poussée idéalisée, qui relie l'effort tranchant à la base au déplacement du toit. La période effective (T_e), obtenue à partir de la période initiale (T_i) par une procédure graphique, représente la rigidité linéaire du système SDOF équivalent, en tenant compte de la perte de rigidité due au comportement inélastique. En utilisant un spectre de réponse élastique (accélération maximale en fonction de la période), on détermine la réponse d'accélération maximale pour l'oscillateur, en supposant un amortissement de cinq pour cent, typique des structures élastiques. Le déplacement cible (δ_t) à chaque niveau de plancher est ensuite calculé à l'aide d'une équation spécifique.

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} \cdot g \quad (1.29)$$

C_0 est un facteur de correction qui permet de convertir le déplacement spectral d'un système SDOF équivalent en déplacement de toiture pour un bâtiment MDOF. Quant à C_1 , il ajuste les déplacements calculés pour une réponse élastique linéaire afin d'estimer les déplacements inélastiques maximaux attendus.

Les valeurs approximatives de C_0 présentées dans le tableau 1.1

Tableau -1: les valeurs du facteur de modification C_0

<i>Nombre de niveau</i>	<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>5</i>	<i>10</i>
<i>Facteur de modification</i>	<i>1.0</i>	<i>1.2</i>	<i>1.3</i>	<i>1.4</i>	<i>1.5</i>

Le facteur C_1 sert à ajuster les déplacements calculés en réponse élastique linéaire pour obtenir une estimation des déplacements inélastiques maximaux.

$$C_1 = 1.0 \quad \text{pour } T_e > T_0 \quad (1.30)$$

$$C_1 = \frac{1}{R} (1.0 + (R - 1) \frac{T_0}{T_e}) \quad \text{pour } T_e < T_0 \quad (1.31)$$

T_0 Représente la période caractéristique du spectre de réponse, marquant la transition entre les segments d'accélération constante et de vitesse constante. R est le coefficient de réduction de résistance, rapport entre la demande élastique et la résistance plastique. Le coefficient C_1 qui ne doit pas être inférieur à 1,0, est limité par les valeurs spécifiées dans le FEMA-356 en fonction de la période fondamentale du bâtiment T .

$$C_1 = 1.5 \quad \text{pour } T < 0.10 \text{ sec} \quad (1.32)$$

$$C_1 = 1.0 \quad \text{pour } T > T_0 \quad (1.33)$$

Le coefficient R est défini comme le rapport entre l'effort tranchant à la base à la limite d'élasticité (résistance plastique), noté V_{by} , et l'effort tranchant à la base élastique.

$$R = \frac{S_a}{V_{by}/W} \cdot \frac{1}{C_0} \quad (1.34)$$

W représente la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation prévues. V_{by} l'effort tranchant à la base à la limite d'élasticité, est déterminé par une analyse Pushover, dont la courbe est modélisée par une relation bilinéaire, comme illustré à la figure (15).

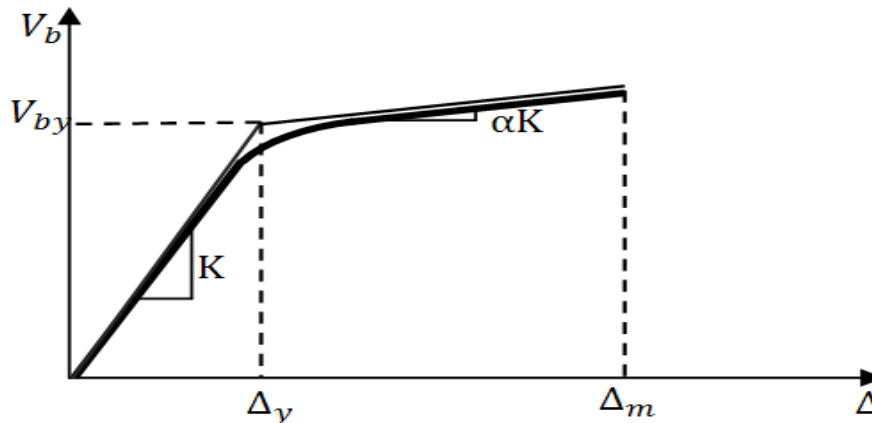


Figure 15: Idéalisation bilinéaire de courbe de Pushover (10)

Le facteur C_2 ajuste la réponse de déplacement maximale en fonction de la forme de l'hystérésis. Sa valeur varie de 1 à 1,5 selon le type de système de contreventement et le niveau de performance visé pour les périodes $T = 0.1 \text{ sec}$ ou $T > T_0$. Les valeurs de C_2 sont données dans le tableau suivant :

Tableau-2: La valeur du facteur de modification C_2 (15)

Niveau de performance structurelle	$T \leq 0.1$ seconde		$T \geq T_0$ seconde	
	Type1	Type2	Type1	Type2
Occupation immédiate	1.0	1.0	1.0	1.0
Sécurité des vies	1.3	1.0	1.1	1.0
Prévention des effondrements	1.5	1.0	1.2	1.0

Le facteur C_3 prend en compte l'effet croissant des forces P-delta. Pour les bâtiments conservant une rigidité positive après plastification, C_3 est égal à 1,0. Dans le cas d'une rigidité négative, C_3 est calculé à l'aide d'une équation spécifique :

$$C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha| \cdot (R - 1)^2}{T_e} \quad (1.35)$$

Le coefficient α définit le rapport de la rigidité après plastification à la rigidité élastique effective. Les valeurs de C_3 ne doivent pas dépasser les limites suivantes :

$$C_3 = 1.0 \quad \text{pour } \theta_m \leq 0.1$$
$$C_3 = 1 + 5(\theta_m - 0.1) \quad \text{pour } \theta_m > 0.1$$

La valeur de θ_m qui représente le maximum de θ sur tous les étages, est liée à θ_1 défini par :

$$\theta_1 = \frac{P_i d_i}{V_i h_i} \quad (1.36)$$

P_i : La partie du poids total de la structure au niveau de l'étage i .

V_i : L'effort tranchant latéral total à l'étage i , dans la direction d'étude, causé par un séisme et calculé dans le domaine élastique.

h_i : représente la hauteur de l'étage i , tandis que d_i est le déplacement latéral de l'étage i , mesuré à son centre de rigidité, dans la direction étudiée. Les deux valeurs sont exprimées dans les mêmes unités de mesure.

La période fondamentale effective T_e du bâtiment, dans la direction considérée, est évaluée grâce à l'analyse Pushover.

Afin de déterminer la rigidité latérale effective K_e et l'effort tranchant à la plastification V_{by} d'un bâtiment, la relation complexe et non linéaire entre l'effort tranchant à la base et le déplacement du sommet est approchée par un modèle bilinéaire simplifié. La rigidité latérale effective est ensuite calculée comme la rigidité sécante, mesurée à un niveau d'effort tranchant égal à 60% de la résistance plastique du bâtiment, comme illustré dans la figure 17.

Le calcul de la période fondamentale effective T_e se fait comme suit :

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (1.37)$$

On définit T_i comme la période fondamentale élastique et K_i comme la rigidité latérale élastique.

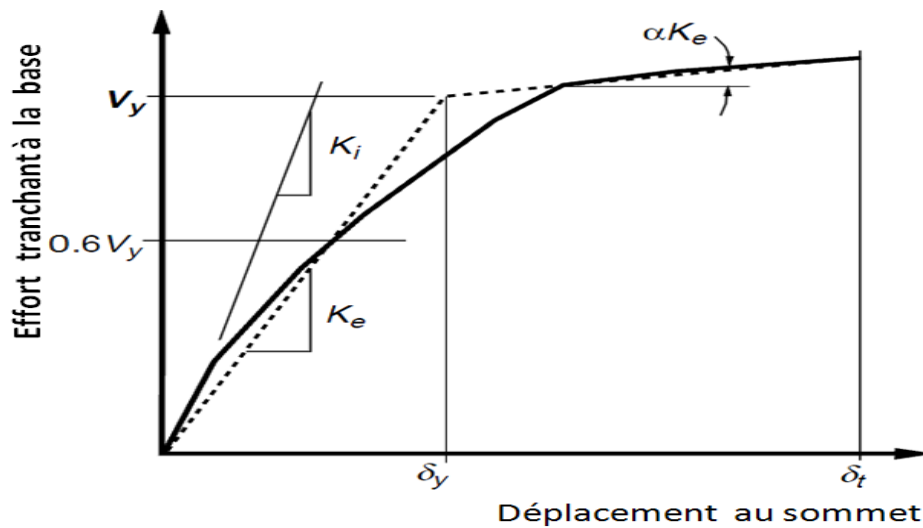


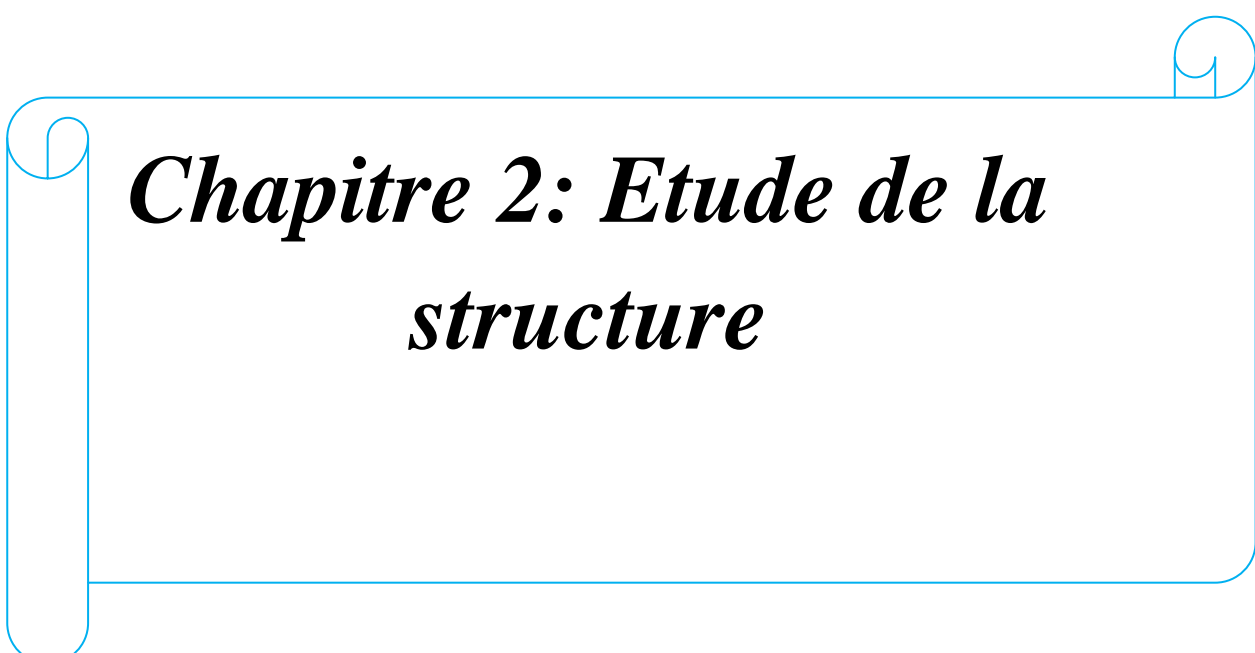
Figure 16 : calcul de la rigidité latérale effective (15)

1.14 Conclusion

Les séismes sont des phénomènes naturels imprévisibles qui causent d'importants dégâts matériels et des pertes en vies humaines. Pour faire face à cette menace, il est essentiel d'évaluer la vulnérabilité des bâtiments existants et de concevoir de nouvelles structures parasismiques.

Dans ce chapitre, nous avons discuté en détail de la méthode d'analyse non linéaire (Push over).

Cette analyse est un outil essentiel pour améliorer la sécurité des bâtiments face aux risques sismiques.



Chapitre 2: Etude de la structure

2.1 Introduction

L'analyse des éléments porteurs d'une structure exige l'étude de leur comportement sous l'effet de charges verticales et horizontales. Une modélisation tridimensionnelle (3D) est indispensable pour une représentation fidèle de la réalité, notamment pour évaluer la réponse dynamique de la structure.

Cette étape est cruciale pour l'étude globale d'un ouvrage de génie civil situé en zone sismique ou exposé à des actions accidentelles telles que des vents extrêmes ou des explosions. En raison de la complexité des calculs, la résolution manuelle de l'équation du mouvement d'une structure 3D en vibrations libres est impraticable. L'utilisation de logiciels basés sur la méthode des éléments finis, tels que SAP2000, ETABS ou ROBOT, permet d'obtenir une définition précise des caractéristiques dynamiques de la structure, à condition que la modélisation soit adéquate.

Dans le cadre de cette étude, le logiciel SAP2000 version 14.2 sera utilisé pour modéliser la structure choisie et analyser son comportement sous des charges statiques et dynamiques.

2.2 Présentation de la structure

Nous proposons, dans le cadre de ce projet, Analyse statique non linéaire d'un bâtiment de 6 étages (R+6) respectant les normes de sécurité et parasismiques (RPA 2024)(15). Ce bâtiment sera construit à Tizi-Ouzou, ville située en zone de sismicité Moyenne à élevée IV. De groupe d'usage 2 (15), il sera érigé sur un terrain de 478,16 m² et abritera 24 logements ainsi que des locaux commerciaux au rez-de-chaussée.

Système de contreventement constitué par des voiles.

Classification des sites, Catégorie S3 (site meuble) (15)

Dépôts épais de sables et de graviers moyennement denses et/ou d'argile moyennement raide de plusieurs dizaines de mètres et caractérisés par des vitesses d'ondes de cisaillement

180m/s < V_{s30} ≤ 360m/s.

- Les planchers sont constitués de corps creux de 20cm, surmontés d'une dalle de compression de 5cm. Le béton utilisé est de classe C25 et l'armature est en acier Fe E400.

2.3 Caractéristiques géométriques de la structure

La structure est en ossature mixte, elle a pour dimensions :

- Longueur totale : **27,8 m**
- Largeur totale : **17,20 m**
- Hauteur du RDC : **4,08 m**
- Hauteur de l'étage courant : **3,06 m**
- Hauteur totale du bâtiment: **22,44 m** «acrotère non compris ».
- La hauteur de l'acrotère est de : 60 cm.

2.4 Caractéristique mécanique des matériaux

Les matériaux choisis pour construire notre structure sont : le béton et l'acier. Ces matériaux sont conformes aux exigences de conception et de calcul des structures en béton armé (BAEL91) et de sécurité parasismique définies par la réglementation en vigueur en Algérie (RPA version 2024, CBA93).

◆ Béton

Le béton est le matériau de construction le plus utilisé au monde. Un matériau composite avec des résistances à la compression et à la traction très différentes ; Qui varie en fonction des granulats, du dosage du ciment, de la quantité d'eau de gâchage et de l'âge du béton. Ce dernier sera conforme aux règles BAEL 91 et RPA 2024.

◆ **Résistance du béton**

a. Résistance du béton à la compression f_{c_j} : [Art 2-1-11 BAEL 91](17)

Elle sera prise à 28 jours de temps de durcissement du béton notée $f_{c_{28}}$. Dans notre projet on prend $f_{c_{28}} = 25 MPa$.

b. Résistance du béton à la traction :

La résistance du béton à la traction est faible, elle est définie selon le (BAEL 91 article A-2-1-1-2)(17) par la relation :

$$f_{t_j} = 0.6 + 0.06f_{c_j} \quad (2.1)$$

$$f_{t_{28}} = 0.6 + 0.06 \times (25) = 2.1 MPa$$

◆ **Contraintes limites:**

➤ **Etat limite ultime :**

• **Contrainte ultime de compression : (Art-A4-3-41)(17)**

Elle est définie par : $f_{bc} = \frac{0.85 * f_{c_j}}{\gamma_b}$ (2.2)

$\gamma_b = 1,5$ cas général $\rightarrow f_{bc} = 14.17 MPa$

$\gamma_b = 1,2$ cas accidentel $\rightarrow f_{bc} = 17.71 MPa$

• **Contrainte ultime de cisaillement :**

Fissuration peu nuisible : = min (0,13 $f_{c_{28}}$; 4 MPa) = 3,25 MPa.

Fissuration préjudiciable : = min (0,10 $f_{c_{28}}$; 3 MPa) = 2,5 MPa.

➤ **Etat limite de service : (art du B A E L 91 A.4.5.2) (17)**

$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c_{28}}$ (2.3)

$\sigma_{bc} = 15 MPa$

• **Module de déformation: (17)**

$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c_j}} = 32164.195 MPa$ Il est utilisé pour les calculs sous chargement vertical de durée inférieure à 24h. **Règles BAEL91 modifiées 99, Art A-2.1, 21)**

$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c_j}} = 10819 MPa$: ce module permet de calculer la déformation finale du béton. **Règles BAEL91 modifiées 99, Art A-2.1, 22)**

◆ **Acier:**

Les aciers sont indispensables dans le béton armé car ils apportent la résistance à la traction et la capacité à limiter la fissuration, deux éléments essentiels pour la solidité et la durabilité des ouvrages en béton.

Dans le cadre de ce projet, nous utilisons des barres à haute adhérence $F_e E 400$, dont les caractéristiques sont les suivantes :

- Limite d'élasticité des armatures longitudinales : $f_e = 400 MPa$

2.5 Les Planchers :

Le plancher est un élément structurel horizontal qui sépare les niveaux d'un bâtiment. Il supporte les charges statiques (poids des matériaux de construction) et dynamiques (personnes) et les transmet aux éléments porteurs verticaux (murs, poteaux). En plus de sa fonction structurelle, il assure l'isolation phonique et thermique entre les étages, ainsi que l'étanchéité pour les planchers en contact avec l'extérieur ou des locaux humides. Dans ce projet ils sont réalisés en corps creux.

2.5.1 Détermination de l'épaisseur du plancher :

D'après le BAEL (article B.6.8.4.2.4), La hauteur totale du plancher est donnée par la relation suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$$

Avec : L_{\max} : La plus grande portée dans le sens des poutrelles

h_t : La hauteur totale du plancher

Dans notre cas : $L_{\max} = 370\text{cm}$

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad h_t \geq \frac{370}{22,5} = 16,44\text{cm}$$

On prend: $h_t = 21\text{cm}$, Soit un plancher de (16+5)valable pour tous les étages composée de corps creux de 16cm et d'une dalle de compression de 5cm d'épaisseur.

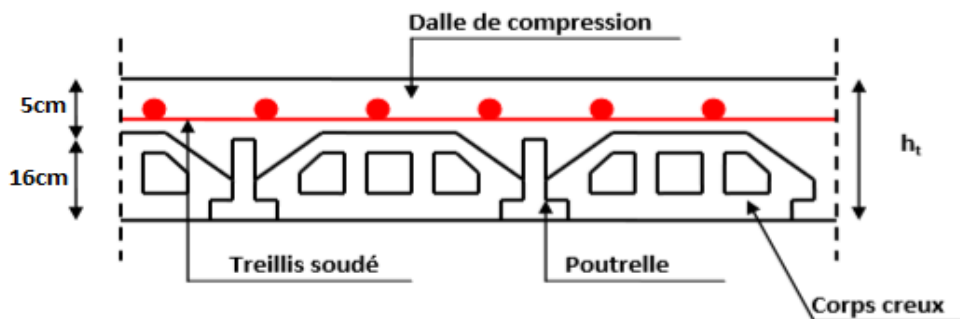


Figure : Coupe transversale du plancher

2.5.2 Poutrelles : [C.B.A.93]

Les poutrelles sont des éléments horizontaux en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales. Les poutrelles travaillent comme une section en T.

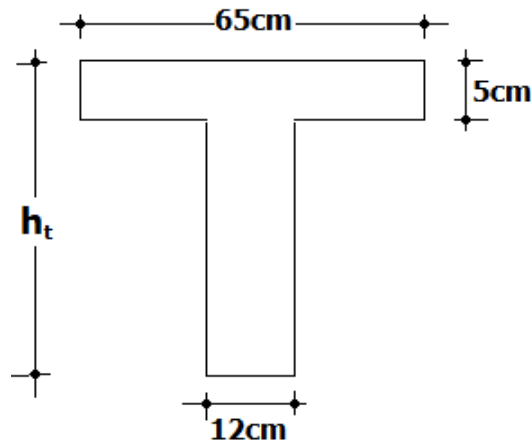


Figure: Dimensionnement des poutrelles

h_t : Hauteur totale de la poutrelle $\rightarrow h_t = 16 + 5 = 21\text{cm}$

h_0 : Hauteur de la dalle de compression $\rightarrow h_0 = 5\text{cm}$

b_0 : Largeur de la nervure $\rightarrow b_0 = 12\text{cm}$

b : Largeur efficace $\rightarrow b = 65\text{cm}$

2.5.3 Descente des charges des planchers: [DTR B.C 2.2]

La descente des charges permet l'évaluation de la plupart des charges revenant à chaque élément de la structure, Le DTR.B.C.2.2 définit deux types de charge, on site :

G : la charge permanente qui représente le poids mort.

Q : la charge d'exploitation ou la surcharge.

◆ Plancher terrasse inaccessible :

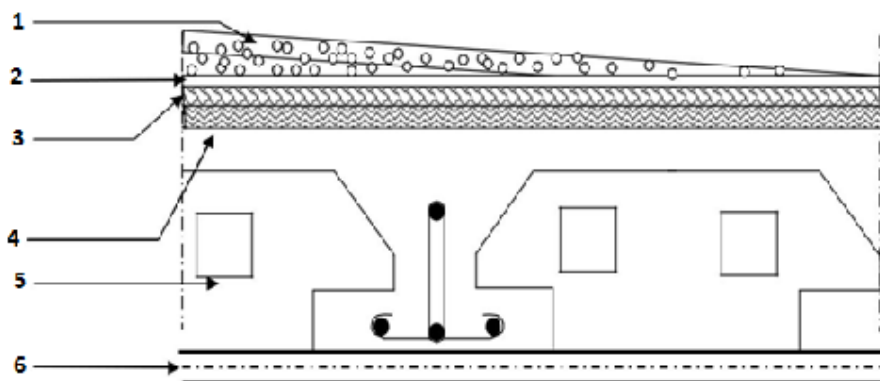


Figure: Terrasse inaccessible.

Tableau: Descente des charges (terrasse inaccessible)

N	Désignation	Ep (m)	Masse volumique (KN/m3)	Poids (KN/m ²)
1	Protection gravillon	0.05	20	1
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente	0.05	22	1.1
4	Feuille de polyane	0.01	1	0.01
5	Isolation thermique	0,04	4	0,16
6	Plancher en corps Creux (16+5)	0,21	-	2,80
7	Enduitenplâtre sous plafond	0.02	10	0.20
				G=5.39

G (KN/m²)	5,39
Q (KN/m²)	1,00

♦ **Plancher étage courant et RDC :**

Figure: Plancher étage courante et RDC.

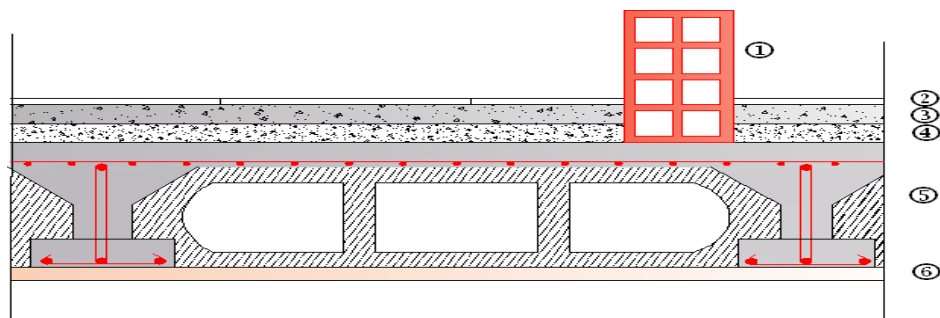


Tableau: Descente des charges (Plancher étage courante et RDC)

	Désignation	Ep (m)	Masse volumique (KN/m3)	Poids (KN/m ²)
1	Cloisonen brique creuse	0.1	9	0.9
2	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
3	Mortier de pose	0,02	20	0.40
4	Lit de sable	0,02	19	0.38
5	Plancher corps creux	0,21		2.85
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0.2

7	Enduit sur les deux cotes de la cloison	0,02	10	0.20
			$G=5.38$	

G (KN/m²)	5,38
Q (KN/m²)	1,50

◆ **Balcon :**

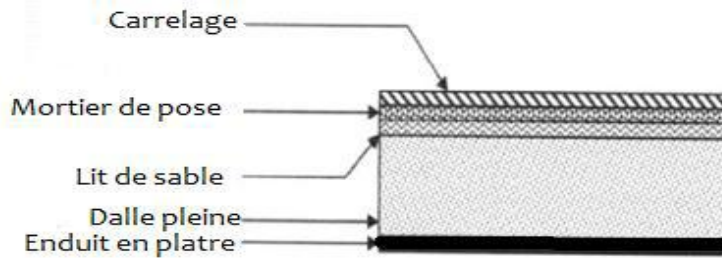


Figure: Balcon (dalle pleine).

Tableau : Descente des charges du balcon.

Désignation	Epaisseur (cm)	G (KN/m ²)
Revêtement carrelage	2	0,44
Couche de sable	2	0,36
Mortier de pose	3	0,66
Plancher en dallepleine	15	3,75
Enduit-en Plâtre	20	0,2
	G total=	5,41kn/m²

G (KN/m²)	5,41
Q (KN/m²)	3,50

2.6 Principe de calcul

2.6.1 Dimensionnement de la structure

Le dimensionnement de la structure a été réalisé conformément au code BAEL91 pour le béton armé et au RPA2024 pour la résistance sismique, en s'appuyant sur une analyse linéaire élastique avec le logiciel SAP 2000 version 14

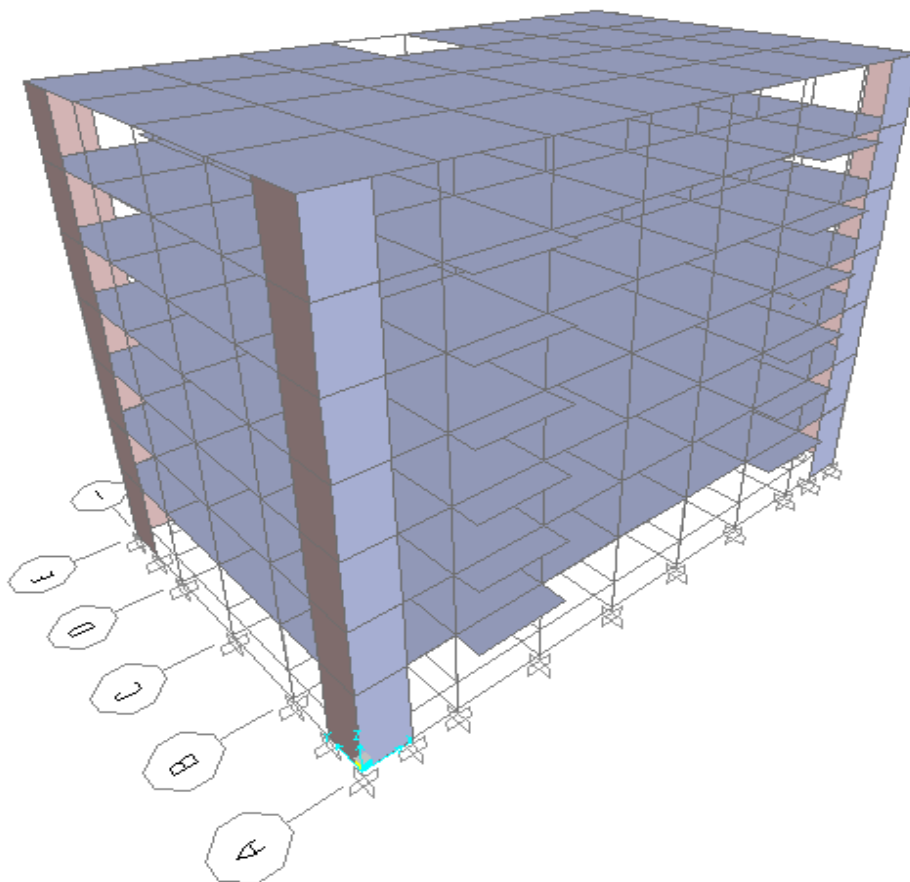


Figure 17: Modélisation de la structure

Une étape de vérification des conditions suivantes est nécessaire avant de passer au ferrailage de la structure :

- Le nombre de modes de vibration de translation, à retenir dans chacune des deux directions d'excitation, doit être tel que :
 - la somme des masses modales, effectives pour les modes retenus, soit égale à 90%, au moins, de la masse totale de la structure .Art 4.3.3 RPA 24(15)
- La résultante des forces sismiques a la base V_t , obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure a 80% de la résultante des forces sismiques V , pour une valeur de la période fondamentale ($T_{empirique}$).Art 4.3.5(15)
- Les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport a l'étage du dessous, réduits en fonction du groupe d'importance au travers du coefficient réducteur v , ne doivent pas dépasser les limites $\overline{\Delta_K}$.Art 5.10(15)

$$\overline{\Delta_K} = 0.0075 h_k \text{ pour les Bâtiments en Béton Arme } \quad (2.4)$$

$$v_A \Delta_K \leq \overline{\Delta_K} \quad (2.5)$$

Légende: h_k est la hauteur du niveau « k »

Le coefficient réducteur v_A : il est pris égal à 0.5

2.6.2 Combinaisons de calcul

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'actions suivantes :

➤ *Selon (RPA version 2024) :(15)*

Dans le cadre de la méthode de calcul aux États Limites, le séisme est considéré comme une action accidentelle en raison de sa courte durée. L'action sismique est caractérisée par trois composantes qui agissent simultanément :

- Deux composantes horizontales, Ex et Ey, qui agissent selon deux directions perpendiculaires dans le plan de la structure.

Les composantes horizontales du séisme (Ex et Ey) : sont considérées comme indépendantes et représentées par un spectre de réponse unique. Elles sont combinées avec les charges permanentes et variables pour le dimensionnement des structures, conformément aux équation (2.7)

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q + E_1 \\ G + \psi \cdot Q + E_2 \end{cases} \quad (2.6)$$

Avec :

G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donne par le Tableau (0.1).

Tableau-3: Valeurs du coefficient d'accompagnement ψ, pour la charge d'exploitation Qi(15)

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

$$\begin{cases} E_1 = \pm E_X \pm 0.3E_Y \\ E_2 = \pm 0.3E_X \pm E_Y \end{cases} \quad (2.7)$$

➤ *Selon (BAEL 99) : (17)*

- Les combinaisons fondamentales :

$$\begin{cases} \text{ELS: } G + Q \\ \text{ELU: } 1,35 G + 1,5Q \end{cases} \quad (2.8)$$

2.6.3 Pré-dimensionnement des éléments structuraux :**▪ Les poteaux :**

Le poteau le plus sollicité (poteau centrale) : Le Pré-dimensionnement s'effectue d'après le B.A.E.L.91, selon la condition de stabilité de forme et en même temps on vérifie les exigences données par le règlement RPA2024. D'après le plan architectural on prend le poteau le plus chargé non lié aux voiles Pour chaque poteau on considère :

- Son poids propre
- La charge du plancher qu'il supporte.
- Le poids propre des poutres qu'il supporte.

-Surface supporté par le poteau le plus défavorable :

$$S=4 \times (2 \times 1,85)$$

$$S=14,8 \text{ m}^2$$

-On suppose une charge moyenne de : $P_u = 1t/m^2$

$$N_u = P_u \times S \times n$$

Avec :

- N_u : Effort normal ultime.
- P_u : Charge moyenne répartie de $1t/m^2$
- n : Nombre d'étage (R+étage).

➤ Poteaux (n=5)

$$N_u=1 \times 14,8 \times 7=103,6t$$

$$N_u=1,036 \text{ MN}$$

Section réduite (Br):

Selon les règles du B.A.E.L 91, l'effort normal ultime N_u doit être :

$$Br > \frac{\beta \times N_u}{\frac{F_{bc}}{0,9} + \frac{0,85 \times F_e}{100 \times \gamma_s}}$$

$$\beta = 1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \text{ si } \lambda \leq 50$$

$$\beta = 0,85 \times \frac{\lambda^2}{1500} \text{ si } 50 \leq \lambda \leq 70$$

β : Coefficient de correction d'épandant de l'élanement mécanique des poteaux qui prend les valeurs :

CHAPITRE 2 : ETUDE DE LA STRUCTURE

On fixe sur un élanement mécanique $\lambda = 35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée

Donc :

$$\beta = 1 + 0.2 \times \left(\frac{35}{35}\right)^2$$

$$\beta = 1,2$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_s}{B_r} = 1\% \\ f_{bc} = 14.17 \text{ MPa} \\ \gamma_s = 1.15 \\ f_e = 400 \text{ MPa} \\ B_r \geq \frac{1.2 \times 1.036}{\frac{14.17}{0.9} + 0.85 \times \frac{1 \times 400}{100 \times 1.15}} \end{array} \right.$$

$$B_r \geq 0.0665 \text{ m}^2$$

$$B_r = (a - 2)^2$$

$$a = \sqrt{B_r} + 0,02$$

$$a = \sqrt{0,0665} + 0,02 = 0,277 \text{ m}$$

$$a=b=27.7 \text{ cm}$$

On prend : $a=b=45 \text{ cm}$

Niveau	$Nu(MN)$	$B_r(m^2)$	$a (cm)$	$b(cm)$	Poteaux
RDC (n=7)	1.036	0.0665	27.7	27.7	(45× 45)
Etage 1(n=6)	0.888	0.0569	25.8	25.8	(45× 45)
Etage 2(n=5)	0.74	0.047	23.6	23.6	(45× 45)
Etage 3(n=4)	0.592	0.0379	21.4	21.4	(35× 35)
Etage 4(n=3)	0.444	0.0284	18.85	18.85	(35× 35)
Etage 5(n=2)	0,296	0,0189	15,7	15,7	(30× 30)
Etage 6(n=1)	0,148	0,0095	11,7	11,7	(30× 30)

• **Vérification des conditions du RPA2024 :**

✓ $\min(a, b) \geq 30 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

✓ $\min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} = \frac{408}{20} = 20,4 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

✓ $1/4 < \frac{a}{b} < 4 \rightarrow 1/4 < \frac{45}{45} = 1 < 4$ Condition vérifiée

- **Les poutres :**

Les poutres sont des éléments en béton armé coulés sur place, elles transmettent les charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles).

Le pré-dimensionnement des poutres sera effectué selon les lois suivant (**règles BAEL 91 modifiée 99Art 4,14**)

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

Avec :

h : la hauteur de la poutre

b : la largeur de la poutre

L : portée maximale entre nus d'appuis

Tout respectant les conditions de RPA 2024 :

$$b > 25 \text{ cm}; \quad h > 30 \text{ cm}; \quad h/b < 4$$

- **Poutre principale (PP) :**

La hauteur est donnée par la formule suivant :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$\frac{430}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{430}{10}$$

$$28,66 \leq h_{pp} \leq 30$$

On prend : $h_{pp} = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ **→** Condition vérifiée

La largeur est donnée par la formule suivant :

$$0,4h \leq b_{pp} \leq 0,7h$$

$$0,4 \times 350 \leq b_{pp} \leq 0,7 \times 350$$

$$14 \leq b_{pp} \leq 24,5$$

On prend : $b_{pp} = 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$ **→** Condition vérifiée

$h/b = \frac{35}{30} = 1,17 \text{ cm} \leq 4 \text{ cm}$ **→** Condition vérifiée

- **Poutre secondaire (PS) :**

La hauteur est donnée par la formule suivant :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$\frac{400}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{400}{10}$$

$$26.66 \leq h_{pp} \leq 40$$

On prend : $h_{ps}=35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ \longrightarrow Condition vérifiée

La largeur est donnée par la formule suivant :

$$0.4h \leq b_{ps} \leq 0.7h$$

$$0.4 \times 35 \leq b_{ps} \leq 0.7 \times 35$$

$$14 \leq b_{ps} \leq 24,5$$

On prend : $b_{ps}=30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$ \longrightarrow Condition vérifiée

$$\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1,17 \text{ cm} \leq 4 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Les voiles :**

D'après le RPA 2024, le pré-dimensionnement des voiles se fera comme suit :

Avec :

a : l'épaisseur du voile

L min : portée minimale du voile

• **L'épaisseur des voiles :**

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité à l'extrémité

RDC $h_e = 408 - 35 = 373 \text{ cm}$

$$a) \geq \max(15 \text{ cm} ; \frac{h_e}{20})$$

$$a \geq \frac{373}{20} = 18,65 \text{ cm}$$

On prend : **a=20 cm**

étage courant $h_e = 306 - 35 = 271 \text{ cm}$

$$a \geq \frac{271}{20} = 13,55 \text{ cm}$$

On prend : **a=20 cm**

• **La largeur :**

Pour que les voiles puissent assurer un bon fonctionnement, il faut que :

RDC et étage courant :

$$Lw \geq \max\left(\frac{h_e}{3}, 4a, 1m\right) \rightarrow Lw \geq \max(1,02; 0,6; 1m) \rightarrow Lw \geq 1,02 m$$

en prende $\rightarrow Lw = 2m$

Tableau-4:dimensionnement des éléments

<i>Eléments</i>	<i>Sections</i>
<i>Poutres principales</i>	<i>30x35cm²</i>
<i>Poutres secondaires</i>	<i>30x35cm²</i>
<i>Poteau (RDC, étage 1et 2)</i>	<i>45x45cm²</i>
<i>Poteau (étage 3et 4)</i>	<i>35x35cm²</i>
<i>Poteau (étage 5et 6)</i>	<i>30x30cm²</i>
<i>les voiles</i>	<i>20 cm</i>
<i>les planchers</i>	<i>16+5cm</i>

2.7 Méthode statique équivalente

2.7.1 Calcul de la force sismique totale

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \cdot W \quad (2.9)$$

$\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul pour la période T_0

Spectre de Calcul horizontale Art 3.3.3(15)

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A. I. S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2.5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si: } 0 \leq T \leq T_1 \\ A. I. S \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] & \text{si: } T_1 \leq T \leq T_2 \\ A. I. S \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] & \text{si: } T_2 \leq T \leq T_3 \\ A. I. S \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] & \text{si: } T_3 \leq T \leq 4s \end{cases} \quad (2.10)$$

- $\frac{S_{ad}}{g}(T)$: Spectre de calcul normalise par rapport a la valeur de l'accélération de la pesanteur g.
- A : coefficient d'accélération de calcul.

$A = 0.20$ (Tableau 3-2RPA 2024)

- T_1 : limite inferieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante.
- T_2 : limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante.
- T_3 : valeur définissant le début de la branche a déplacement spectral constant.
- I : coefficient d'importance. Donne par le groupe d'importance, groupe 2 donc $I = 1$
- S : coefficient de site.

Site	$\frac{A_V}{A}$	$T_1(s)$	$T_2(s)$	$T_3(s)$	S
S3	0.9	0.05	0.4	1	1.3

- R : coefficient de comportement de la structure.

Dans le cas de notre projet, on adopte un système de contreventement constitué par des voiles donc $R = 4,5^{(b)}$ (Tableau 3-17 RPA 2024)

Le exposant (b) font référence aux trois catégories de pondérations a prendre en compte selon le système structurel, la redondance, la géométrie des éléments constitutifs de la structure, ainsi que la régularité en plan et en élévation.

- Q_F : Facteur de qualité.

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- la redondance en plan
- la régularité en plan
- la régularité en élévation

La valeur Q est déterminée par la formule : (Art 3.8)(15)

$$Q = 1 + \sum Pq \quad (2.11)$$

Après avoir vérifié les conditions ci-dessus, on trouve le facteur de qualité

$$Q_x = 1$$

$$Q_y = 1$$

λ : Coefficient de correction

$$\lambda = \begin{cases} 0.85 & \text{si } T_0 \leq (2. T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1 & \text{autrement} \end{cases}$$

$\lambda = 0,85$

W : Poids sismique total du bâtiment. Il est égal a la somme des poids W_i , calcules a chaque Niveau

$$W = \sum_{i=1}^n W_i, n \text{ étant le nombre de niveaux}$$

Poids total de la structure W :

Tableau Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-5:Poids total de la structure

Etage	Poids(KN)
RDC	5542,4
1	5186,1
2	5061,3
3	4936,4
4	4885,7
5	4835,1
6	3770,8
$\sum W_i$	34217,8

T_0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation

Tableau Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-6: Valeur de la période (T0) pour le calcul de l'effort tranchant à la base V

Cas	Période à utiliser
$T_{calcul} < 1,3T_{empirique}$	$T_0 = T_{calcul}$
$T_{calcul} \geq 1,3T_{empirique}$	$T_0 = 1,3T_{empirique}$

❖ **Estimation de la période fondamentale de la structure**

- **La formule empirique :**

$$T_{empirique} = C_T \cdot h_N^{3/4} \quad (2.12)$$

$T_{empirique}$ [Unité en s]: période fondamentale

- h_N [Unité en m]: Hauteur mesurée a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N). $h_N = 22.44m$

- C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donne par le tableau. (4.3).RPA 2024, $C_T = 0.05$

$$T_{empirique} = 0.05 \cdot 22.44^{3/4} = 0.52s$$

$$T_{empirique} = 0.52 \times 1,3 = 0,676s$$

$$T_{calcul} = 0,848s$$

Donc:

$$T_0 = 1,3T_{empirique}$$

$$T_0 = 0,676s$$

❖ **calcul Spectre de Calcul : $T_2 \leq T \leq T_3$**

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = A.I.S \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right]$$

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = 0.2 * 1 * 1.3 * \left[2.5 \frac{1}{4.5} \right] * \left[\frac{0.4}{0.676} \right]$$

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = 0.085$$

Sens X-X :

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \cdot W$$

$$V = 0.85 * 0.085 * 34217,8$$

$$V = 2472.23 \text{ KN}$$

Sens Y-Y:

$$V = 2472.23 \text{ KN}$$

2.7.2 Détermination de la force sismique de chaque niveau :

La résultante des forces sismiques a la base V, doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon équation (2.13) et (2.14)

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum W_j \times h_j} \quad (2.13)$$

Avec :

F_t : La force concentrée au sommet de la structure

$$F_t = 0.07T_0V \quad (2.14)$$

$$F_{tx} = F_{ty} = 0.07 * 0.676 * 2472.23 = 116.9 \text{ KN}$$

La répartition des efforts sismiques dans les deux directions, est représentée sur le tableau récapitulatif suivant :

<i>Etage</i>	<i>Hi(m)</i>	<i>Poids(KN)</i>	<i>F_{ix} (KN)</i>	<i>F_{iy} (KN)</i>
RDC	4,08	5542,4	122.5	122.5
1	7,14	5186,1	200.6	200.6
2	10,20	5061,3	279.6	279.6
3	13,26	4936,4	354.6	354.6
4	16,32	4885,7	431.9	431.9
5	19,38	4835,1	507.6	507.6
6	22,44	3770,8	458.4	458.4

2.7.3 Vérification du coefficient de comportement R

Système de contreventement constitue par des voiles :(15)

Il s'agit d'un système structurel où la résistance aux charges verticales et latérales est principalement assurée par des voiles structuraux verticaux. Dans ce système plus de 65 % de la résistance au cisaillement à la base du bâtiment est fournie par ces voiles. La hauteur des bâtiments utilisant ce type de contreventement est limitée à 48 mètres.

$$\frac{V_{Xvoile}}{V_{Xtotale}} = \frac{1547.502}{1896.8} = 0.81 > 0.65$$

$$\frac{V_{Yvoile}}{V_{Ytotale}} = \frac{1562.792}{1896.8} = 0.82 > 0.65$$

→Les conditions est vérifie

2.7.4 Justification de l’effort normal réduit

Dans le but d’éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d’ensemble dues au séisme, l’effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$u = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,35 \quad (2.15)$$

Avec :

Nd : L’effort normal de calcul s’exerçant sur une section de béton.

Bc : L’aire de cette dernière.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-7:L'effort normal réduit dans les poteaux

Niveau	N _d (KN)	B _c (m ²)	f _{c28} (MPa)	u	Observation
RDC, 1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	-1010,257	0,2025	25	0,199	Vérifiée
3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	-470,77	0,1225	25	0,154	Vérifiée
5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage	-182,385	0,09	25	0,08	Vérifiée

Analyse des résultats :

L’effort normal réduit est vérifié à tous les niveaux.

2.7.5 Vérification de la stabilité de la structuré vis-à-vis le renversement

On doit vérifier la condition suivant :

$$e = \frac{M}{1,1N} = \frac{\sum Fi \times h_i}{1,1 \sum w} < \frac{B}{4} \quad (2.16)$$

➤ Sens -x- :

$$e_x = \frac{7331.862}{1,1 \times 34217,8} = 0,19m < \frac{17,20}{4} = 4,3 m$$

➤ Sens -Y- :

$$e_y = \frac{7331.862}{1,1 \times 34217,8} = 0,19m < \frac{27,8}{4} = 6,95 m$$

Analyse des résultats :

On conclue que la structure est stable vis-à-vis le renversement

2.7.6 Vérification du déplacement inter-étages

$$v_k \cdot \Delta_k < 0,75\%h_k \quad (2.17)$$

Sens X-X :

Niveaux	$\delta_{ek}(Cm)$	$\delta_k(cm)$	$\Delta_k(cm)$	$V_k \cdot \Delta_k(cm)$	$h_k(cm)$	$0.75\%h_k$	observation
6	1.46	6.57	0.76	0.38	306	2,30	Vérifiée
5	1.29	5.81	0.9	0.45	306	2,30	Vérifiée
4	1.09	4.91	1.04	0.52	306	2,30	Vérifiée
3	0.86	3.87	1.17	0.59	306	2,30	Vérifiée
2	0.60	2.7	1.08	0.54	306	2,30	Vérifiée
1	0.36	1.62	0.99	0.5	306	2,30	Vérifiée
RDC	0.14	0.63	0.63	0.32	408	3,06	Vérifiée

Sens Y-Y :

Niveaux	$\delta_{ek}(m)$	$\delta_k(cm)$	$\Delta_k(cm)$	$V_k \cdot \Delta_k(cm)$	$h_k(cm)$	$0.75\%h_k$	Observation
6	1.69	7.61	0.9	0.45	306	2,30	Vérifiée
5	1.49	6.71	1.09	0.55	306	2,30	Vérifiée
4	1.25	5.62	1.21	0.61	306	2,30	Vérifiée
3	0.98	4.41	1.35	0.68	306	2,30	Vérifiée
2	0.68	3.06	1.21	0.61	306	2,30	Vérifiée
1	0.41	1.85	1.13	0.57	306	2,30	Vérifiée
RDC	0.16	0.72	0.72	0.36	408	3,06	Vérifiée

Analyse des résultats:

On voit bien à travers ces tableaux qu'il y'a aucun risque car les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le RPA2024.

2.7.7 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

$$\theta_k \leq 0,1$$

Sens X-X :

Niveaux	$h_k(cm)$	$P_K(KN)$	$\Delta_k(cm)$	$V_k(KN)$	θ_k	observation
---------	-----------	-----------	----------------	-----------	------------	-------------

6	306	3770.8	0.76	458.4	0.0204	Vérifiée
5	306	8605.9	0.9	966	0.026	Vérifiée
4	306	13491.6	1.04	1397.9	0.032	Vérifiée
3	306	18428	1.17	1752.5	0.0402	Vérifiée
2	306	23489.3	1.08	2032.1	0.0407	Vérifiée
1	306	28675.4	0.99	2232.7	0.0415	Vérifiée
RDC	408	34217,8	0.63	2355.2	0.0224	Vérifiée

Sens Y-Y :

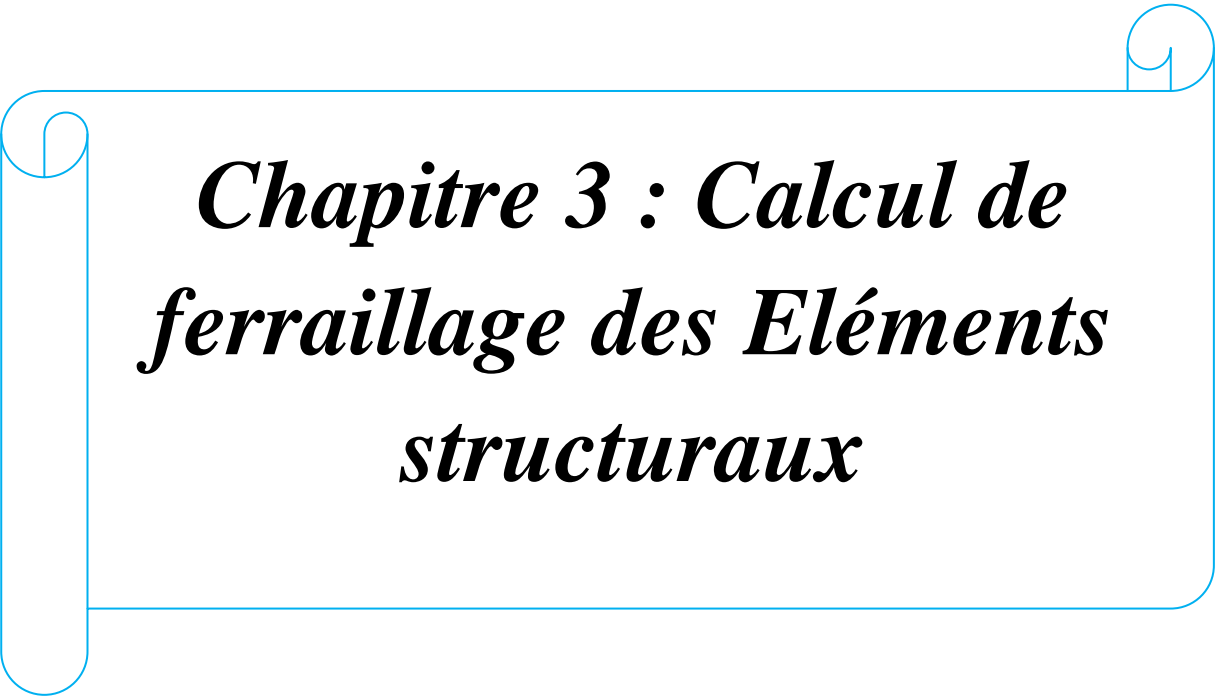
Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	Observation
6	306	3770.8	0.9	458.4	0.024	Vérifiée
5	306	8605.9	1.09	966	0.0317	Vérifiée
4	306	13491.6	1.21	1397.9	0.038	Vérifiée
3	306	18428	1.35	1752.5	0.0463	Vérifiée
2	306	23489.3	1.21	2032.1	0.0457	Vérifiée
1	306	28675.4	1.13	2232.7	0.0474	Vérifiée
RDC	408	34217,8	0.72	2355.2	0.0256	Vérifiée

Analyse des résultats:

L'analyse des résultats présentés dans le tableau révèle que les effets P – Δ peuvent être négligés.

2.8 Conclusion

L'étude dynamique que nous avons menée met en évidence le bon dimensionnement de notre structure, lui permettant de résister aux différents chocs externes, notamment les séismes.



***Chapitre 3 : Calcul de
ferraillage des Eléments
structuraux***

3.1 Introduction

La résistance d'une construction en béton armé, avant et après un séisme, repose sur ses éléments porteurs principaux (voiles, poteaux, poutres). Un ferrailage et une disposition adéquats de ces éléments sont essentiels pour assurer leur capacité à reprendre toutes les sollicitations. Le logiciel SAP2000 a été utilisé pour déterminer les efforts internes nécessaires au dimensionnement du ferrailage de chaque élément.

3.2 Les poteaux

Les poteaux, éléments verticaux, transmettent les charges des poutres aux fondations. Leur ferrailage est dimensionné en flexion composée, en considérant l'effort normal (N) et le moment fléchissant (M) qu'ils supportent.

3.2.1 Combinaisons des charges

- Selon BAEL 91 (Combinaisons fondamentales) :

$$\begin{cases} \text{ELS} : G + Q \\ \text{ELU} : 1,35 G + 1,5Q \end{cases} \quad (3.1)$$

- selon le RPA 2024 (Combinaisons accidentelles):

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q + E_1 \\ G + \psi \cdot Q + E_2 \end{cases} \quad (3.2)$$

3.2.2 Recommandation du RPA 2024

D'après le RPA 2024 (article 7.4.2) (15):

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera :
 - 1.0% en zone IV
- Leur pourcentage maximal sera de:
 - 4% en zone courante
 - 8% en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de : 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de:
 - 60 ϕ en zone IV
- La distance entre les barres verticales, dans une face du poteau, ne doit pas dépasser :
 - 15 cm en zone IV

3.2.3 Vérification spécifique sous sollicitations tangentes

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{b_u} , sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite $\overline{\tau_{b_u}}$:

$$\tau_{b_u} = \frac{V}{b \times d} \quad (3.3)$$

$$\overline{\tau_{b_u}} = \rho_d \times f_{c28} \quad (3.4)$$

$$\rho_d = 0.075 \rightarrow \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_d = 0.04 \rightarrow \lambda_g < 5$$

λ_g : L'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec :

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : Longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0.7 l_0$$

l_0 : Hauteur d'étage

Les résultats de la vérification des contraintes tangentes à chaque niveau sont illustrés dans le tableau ci-dessous.

niveaux	V(MN)	λ_g	ρ_d	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
RDC	0,0196	6,35	0,075	0,107	1,875	Vérifiée
Etage1	0,0516	4,76	0,04	0,283	1,00	Vérifiée
Etage2	0,0622	4,76	0,04	0,34	1,00	Vérifiée
Etage3	0,0365	6,12	0,075	0,33	1,875	Vérifiée
Etage4	0,0437	6,12	0,075	0,396	1,875	Vérifiée
Etage5	0,0253	7,14	0,075	0,31	1,875	Vérifiée
Etage6	0,0278	7,14	0,075	0,343	1,875	Vérifiée

Les données du tableau précédent indiquent que toutes les contraintes tangentes sont vérifiées pour l'ensemble des niveaux, ce qui signifie qu'il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement.

3.2.4 Sollicitations dans les poteaux

Niveau	N_{max} (MN)	M_{corr} (MN.m)	M_{max} (MN.m)	N_{corr} (MN)
RDC, 1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	1,463	$0,227 \cdot 10^{-3}$	0,1007	0,129
3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	0,813	$0,331 \cdot 10^{-3}$	0,0685	0,096
5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage	0,399	$0,326 \cdot 10^{-3}$	0,044	0,0236

Tableau Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-8: Les sollicitations maximales

3.2.5 Ferrailages des poteaux :

Le ferrailage des poteaux sera déterminé en calculant un type de poteau en flexion composée (solicitation par un effort normal « N » et un moment fléchissant « M »), Les calculs pour les poteaux restants seront effectués par le logiciel SAP 2000.

Ferrailages longitudinaux:

Nous avons utilisé un poteau du RDC comme modèle de calcul, et les dimensionnements des autres poteaux ont été obtenus directement via SAP2000.

On a : poteau RDC (45×45) cm^2

Calcul d'excentricité:

- Cas à ELU : $N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$

$$a = b = 45 \text{ cm} ; d = 0,9h = 40.5 \text{ cm} ; d' = 0,1h = 4.5 \text{ cm}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15 ; \gamma_b = 1,5 ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.166 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ MPa}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,227 \cdot 10^{-3}}{1,463} = 1,552 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

$$e < \frac{h}{6} = 0.075 \text{ m}$$

$e < \frac{h}{6} \rightarrow$ on utilise le A_{min} pour le ferrailage

$$A_{min} = 1.0\% b \times h = 1.0\% 45 \times 45 = 20,25 \text{ cm}^2$$

Le choix : $A_2 = 8T20 = 25,13 \text{ cm}^2$

- Cas à état accidentelle : $M_{max} \rightarrow N_{correspondant}$

$$a = b = 45 \text{ cm} ; d = 0,9h = 40.5 \text{ cm} ; d' = 0,1h = 4.5 \text{ cm}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,0 ; \gamma_b = 1,2 ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.2} = 17.71 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.0} = 400 \text{ MPa}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,1007}{0,129} = 0,78 \text{ m}$$

$$e > \frac{h}{6} = 0.075 \text{ m}$$

$$e_a = e + \frac{h}{6} - d' = 0.81 \text{ m}$$

$$M_a = N_u \times e_a = 0.104 \text{ MN.m}$$

- La nature de la section : Domaine 2

$$N_u \times (d - d') - M_a = -0.058 \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{d'}{d}\right) \times b \times d^2 \times f_{bc} = 0.323$$

Donc la nature de la section est Partiellement comprimée avec armature inférieure tendue

- ELU :

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = 0,0795$$

$$\mu_u < \mu_r = 0.379$$

$$\rightarrow A_2 = 0$$

- $\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.104$
- $z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.388m$

$$\rightarrow A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_A}{z} \pm N_u \right) = 3.48 \text{ cm}^2$$

on utilise le A_{min} pour le ferrailage

$$A_{min} = 1,0\% b \times h = 20.25 \text{ cm}^2$$

On prend le choix : $A_1 = 8T20 = 25.13 \text{ cm}^2$

Niveau	Section	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A_{max} (\text{cm}^2)$		$A_{st} \text{ calculé} (\text{cm}^2)$	$A_{st} \text{ Choisis} (\text{cm}^2)$	
		1.0%	Courante 4%	Nodale 8%		Choix	Section (cm^2)
RDC, 1^{er} et 2^{eme} étage	45 × 45	20,25	81	162	3.48	8T20	25,13
3^{eme} et 4^{eme} étage	35 × 35	12,25	49	98	3,51	8T16	16,08
5^{eme} et 6^{eme} étage	30 × 30	9	36	72	3,74	8T14	12,32

Tableau Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-9: Ferrailage longitudinal des poteaux

➤ **Ferrailage transversal:**

On calcule les armatures transversales des poteaux en utilisant la forme :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \quad (3.5)$$

Avec :

A_t : Section droite ou équivalente des brins de l'armature transversale.

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 Hauteur totale de la section brute dans la direction considérée.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture.

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 : \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 : \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

t: espacement des armatures transversales.

➤ **Calcul de l'espacement des armatures transversales :**

D'après RPA2024:

$$t \leq \min\left(\frac{b_0}{3}; 10 \text{ cm}; 60\phi_l\right) \text{ la zone nodale}$$

$$t' \leq \min\left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi_l\right) \text{ zone courant}$$

ϕ_l : le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- *exemple de calcul le poteau de $(45 \times 45) \text{ cm}^2$*

$$t \leq \min(13,33; 10 \text{ cm}; 120) \text{ la zone nodale} \rightarrow t = 10 \text{ cm}$$

$$t' \leq \min(22,5; 22,5; 20) \text{ zone courant} \rightarrow t' = 20 \text{ cm}$$

➤ **Vérification des armatures transversales:**

La quantité d'armatures transversales minimales $\left(\frac{A_t}{t \times b_1}\right)$ est donnée comme suit :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow \left(\frac{A_t}{t \times b_1}\right) = 0.3\%$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \rightarrow \left(\frac{A_t}{t \times b_1}\right) = 0.8\%$$

Si $3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$ Interpoler entre les valeurs limitent précédentes

- *exemple de calcul le poteau de $(45 \times 45) \text{ cm}^2$*

$$A_t(\text{min}) = 0.3\% \times t \times b_1$$

$$A_t(\text{min}) = 0.3\% \times 10 \times 45$$

$$A_t(\text{min}) = 1.35 \text{ cm}^2$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Etage	h(cm)	V(MN)	λ_g	ρ_a	t(cm)	t' (cm)	At (cm ²)	At (min) (cm ²)	Choix
RDC	45	0,0196	6,35	2,5	10	20	0,46	1,35	3Ø8
Etage1	45	0,0516	4,76	3,75	10	20	1,829	1,35	4Ø8
Etage2	45	0,0622	4,76	3,75	10	20	2,21	1,35	5Ø8
Etage3	35	0,0365	6,12	2,5	10	15	1,11	1,05	3Ø8
Etage4	35	0,0437	6,12	2,5	10	15	13,28	1,05	8Ø16
Etage5	30	0,0253	7,14	2,5	10	10	8,97	0,9	5Ø16
Etage6	30	0,0278	7,14	2,5	10	10	9,85	0,9	5Ø16

3.2.6 Longueur de recouvrement:

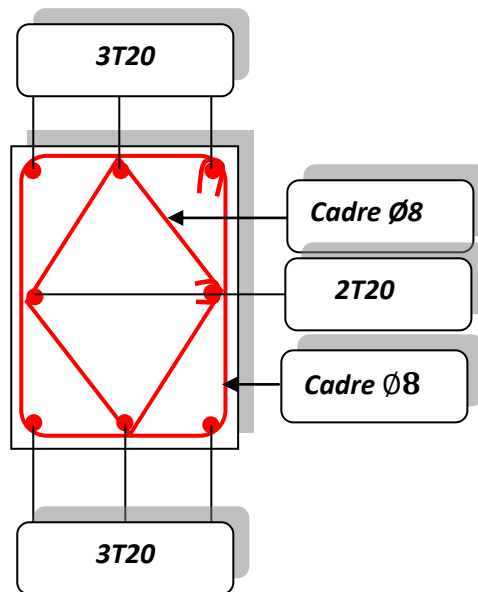
D'après RPA 2024, la longueur minimale de recouvrement est :

$$L_r = 60\phi \dots \dots \dots \text{zone IV}$$

	Ø20	Ø16	Ø14
L_r calculé (cm)	120	96	84
L_r choisi (cm)	120	100	85

3.2.7 Schémas des ferrillages des poteaux :

Poteau RDC (45×45)cm²



3.3 Les poutres

Les poutres en béton armé, éléments structuraux essentiels, sont conçus pour résister à la flexion simple, caractérisée par un moment fléchissant et un effort tranchant. Le dimensionnement de leurs armatures est directement lié à ces sollicitations : les armatures longitudinales sont déterminées par le moment fléchissant, tandis que l'effort tranchant régit le dimensionnement des armatures transversales. On identifie deux catégories principales : les poutres principales, qui supportent les poutrelles, et les poutres secondaires, qui contribuent au chaînage de la structure. L'étape du ferrailage, suivant les sollicitations (M, N, T) calculées par SAP2000, est effectuée en respectant scrupuleusement les normes du RPA2024 et du BAEL91, en analysant les combinaisons de charges les plus critiques définies par le RPA2024.

3.3.1 Combinaisons des charges

- Selon BAEL 91 (Combinaisons fondamentales) :

$$\begin{cases} \text{ELS} : G + Q \\ \text{ELU} : 1,35 G + 1,5Q \end{cases}$$

- selon le RPA 2024 (Combinaisons accidentelles):

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q + E_1 \\ G + \psi \cdot Q + E_2 \end{cases}$$

3.3.2 Recommandation du RPA2024

D'après le RPA 2024 (article 7.5.2) :

Les armatures longitudinales:

- Leur pourcentage minimal sera :
 - 0,5 % en zone IV
- Leur pourcentage maximal sera de:
 - 4% en zone courante
 - 6% en zone de recouvrement
- La longueur minimale des recouvrements est de:
 - 60φ en zone IV

Les armatures transversales:

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S \times b$$

- L'espacement des barres : (selon le RPA2024)
 - ✓ Zone nodale : $S \leq \min(h/4 ; 24\varphi_t ; 6\varphi_{Lmin} ; 17,5 \text{ cm})$
 - ✓ Zone courante : $S' \leq \frac{h}{2}$

3.3.3 Sollicitations des poutres

Tableau Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-10: Les sollicitations maximales des poutres

	Niveaux	$M_{appui}(KN.m)$	$M_{Travée}(KN.m)$	$V_{max}(KN)$
Poutre principale de rive	RDC+étages courants	123,16	91,66	117,78
Poutre principale intermédiaire	RDC+étages courants	75,63	39,70	70,94
Poutre secondaire de rive	RDC+étages courants	122,29	102,7	121,91
Poutre secondaire intermédiaire	RDC+étages courants	49,54	31,84	39,5

3.3.4 Ferrailage des poutres

Nous présentons un exemple de calcul de ferrailage pour une poutre principale de rive d'étage courant, les autres poutres étant dimensionnées selon la même méthode.

➤ Ferrailage longitudinale :

Poutre de rive principale (30 × 35) cm²

- En Travée :

➤ Calcul à ELU :

$$M_{u_{max}} = 0,0917 MN.m$$

$$b=30 \text{ cm}; h=35 \text{ cm}; d=31.5 \text{ cm}; f_{c28} = 25 \text{ Mpa}; f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,0917}{0.3 \times 0.315^2 \times 17.71} = 0.174$$

$$\mu_u < \mu_r = 0.379 \Rightarrow \text{simple armatures}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$= 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.174}) = 0.241$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.315(1 - 0.4 \times 0.241) = 0.285m$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z\sigma_{st}} = \frac{0,0917}{0,285 \times 400} = 8,044 \text{ cm}^2$$

On prend A_{st} : 6T16 = 12,06 cm²

$$A_{min} = 0.5\%bh = \frac{0.5}{100} \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 4\%bh = \frac{4}{100} \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} < A_{st} + A_{sc} < A_{max} \Rightarrow CV$$

➤ **Calcul à ELS :**

Simple armature $\Rightarrow A_{sc} = 0$

$$M_s = 0,0033 \text{ MN.m}$$

$$x = n \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2bdA_{st}}{nA_{st}^2}} - 1 \right)$$

$$x = 15 \times \frac{9.24}{30} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 30 \times 31.5 \times 12,06}{15 \times 12,06^2}} - 1 \right) = 14.37 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{x^3}{3} + nA_{st}(d - x)^2$$

$$= 30 \times \frac{14.37^3}{3} + 15 \times 12.06(31.5 - 14.37)^2$$

$$= 82756,34 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{0.0033 \times 0.1437}{82756,34 \times 10^{-8}} = 0.57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{nM_s(x - d')}{I} = \frac{15 \times 0.0033(0.1437 - 0.035)}{82756,34 \times 10^{-8}} = 6.50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{nM_s(d - x)}{I} = \frac{15 \times 0.0033(0,315 - 0.1437)}{82756,34 \times 10^{-8}} = 10.25 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266.66 ; 201.63) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sc}, \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} = 201.630 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

\Rightarrow ELS vérifiée

- **Enappui :**

➤ **Calcul à ELU :**

$$M_{umax} = 0.123 \text{ MN.m}$$

$$b=30 \text{ cm} ; h=35 \text{ cm} ; d=31.5 \text{ cm} ; f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; f_e = 400 \text{ Mpa} ;$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,123}{0.3 \times 0.315^2 \times 17.71} = 0.233$$

$$\mu_u < \mu_r = 0.379 \Rightarrow \text{simple armatures}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$= 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.233}) = 0.337$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.315(1 - 0.4 \times 0.337) = 0.273 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z\sigma_{st}} = \frac{0.123}{0.273 \times 400} = 11,26 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_{st} : 6T16 = 12.06 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} < A_{st} + A_{sc} < A_{max} \Rightarrow CV$$

➤ **Calcul à ELS :**

$$\text{Simple armature} \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$M_s = 22,4637 \text{ KN.m} = 0.0225 \text{ MN.m}$$

$$x = n \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2bdA_{st}}{nA_{st}^2}} - 1 \right)$$

$$= 15 \times \frac{12.06}{30} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 30 \times 31.5 \times 12.06}{15 \times 12.06^2}} - 1 \right) = 14.37 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{x^3}{3} + nA_{st}(d - x)^2$$

$$= 30 \times \frac{14.37^3}{3} + 15 \times 12.06(31.5 - 14.37)^2$$

$$= 82756,34 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{0.0225 \times 0.1437}{82756,34 \times 10^{-8}} = 3.91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{nM_s(x - d')}{I} = \frac{15 \times 0.0225(0.1437 - 0.035)}{82756,34 \times 10^{-8}} = 44,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{nM_s(d - x)}{I} = \frac{15 \times 0.0225(0.315 - 0.1437)}{82756,34 \times 10^{-8}} = 69.86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sc}, \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

⇒ ELS vérifiée

✓ **Vérification au cisaillement:**

On doit vérifier la condition :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \tau_1$$

T_u : L'effort tranchant maximum.

$$T_{u\max} = 0.118 \text{ MN}$$

$$\tau_1 = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 3.125 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{0.118}{0.3 \times 0.315} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_1 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Détermination des armatures transversales:**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{\min}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1; 3; 1.6)$$

$$\phi_t \leq 1 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

3.3.5 L'espacement des Barres:

(Selon le RPA2024)(15)

Zone nodale :

$$S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 24\phi_t; 6\phi_{L\min}; 17,5 \text{ cm}\right)$$

$$S \leq \min\left(\frac{35}{4}; (24 \times 0,8); (6 \times 1,6); 17,5 \text{ cm}\right)$$

$$S \leq \min(8,75; 19,2; 9,6; 17,5)$$

On prend $S=8 \text{ cm}$

Zone courante :

$$S' \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5$$

On prend $S' = 15 \text{ cm}$

✓ **Ferraillages des poutres:**

Tous les calculs de ferraillage sont compilés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document. -11: Ferraillages longitudinales des poutres

	M_{\max} (MN.m)	$A_{st\text{calculé}}$ (cm^2)	$A_{st\text{max}}$ Z. C(cm^2)	$A_{st\text{max}}$ Z. R(cm^2)	$A_{st\text{min}}$ (cm^2)	$A_{st\text{choisi}}$ (cm^2)
Niveaux	Poutre principale de rive (30 * 35)cm^2					

CHAPITRE 3: CALCUL DE FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAX

<i>Tous les niveaux</i>	Appui	0,123	11,26	42	63	5,25	6T16
	Travée	0,0917	8,044				6T16
<i>Tous les niveaux</i>	<i>Poutre principale intermédiaire (30 * 35)cm²</i>						
	Appui	0,075	6,44	42	63	5,25	6T12
	Travée	0,0397	3,81				6T12
<i>Niveaux</i>	<i>Poutre secondaire de rive (30 * 35)cm²</i>						
<i>Tous les niveaux</i>	Appui	0,122	11,17	42	63	5,25	6T16
	Travée	0,102	9,07				6T16
<i>Niveaux</i>	<i>Poutre secondaire intermédiaire (30 * 35)cm²</i>						
<i>Tous les niveaux</i>	Appui	0,049	4,096	42	63	5,25	6T12
	Travée	0,0318	2,60				6T12

Tableau-12 : Vérification de l'effort tranchant et l'espacement des armatures transversales

	T_{umax} (KN)	τ_u (MPa)	$\tau_u < \tau_l$ (MPa)	ϕ (mm)	S (cm)		S' (cm)
<i>Niveaux</i>	<i>Poutre principale de rive (30 * 35)cm²</i>						
<i>Tous les niveaux</i>	117,78	1,25	CV	8		8	15
<i>Niveaux</i>	<i>Poutre principale intermédiaire (30 * 35)cm²</i>						
<i>Tous les niveaux</i>	70,94	0,75	CV	8		7	15
<i>Niveaux</i>	<i>Poutre secondaire de rive (30 * 35)cm²</i>						
<i>Tous les niveaux</i>	121,91	1,28	CV	8		8	15
<i>Niveaux</i>	<i>Poutre secondaire intermédiaire (30 * 35)cm²</i>						
<i>Tous les niveaux</i>	39,5	0,42	CV	8		7	15

3.3.6 Recouvrement:

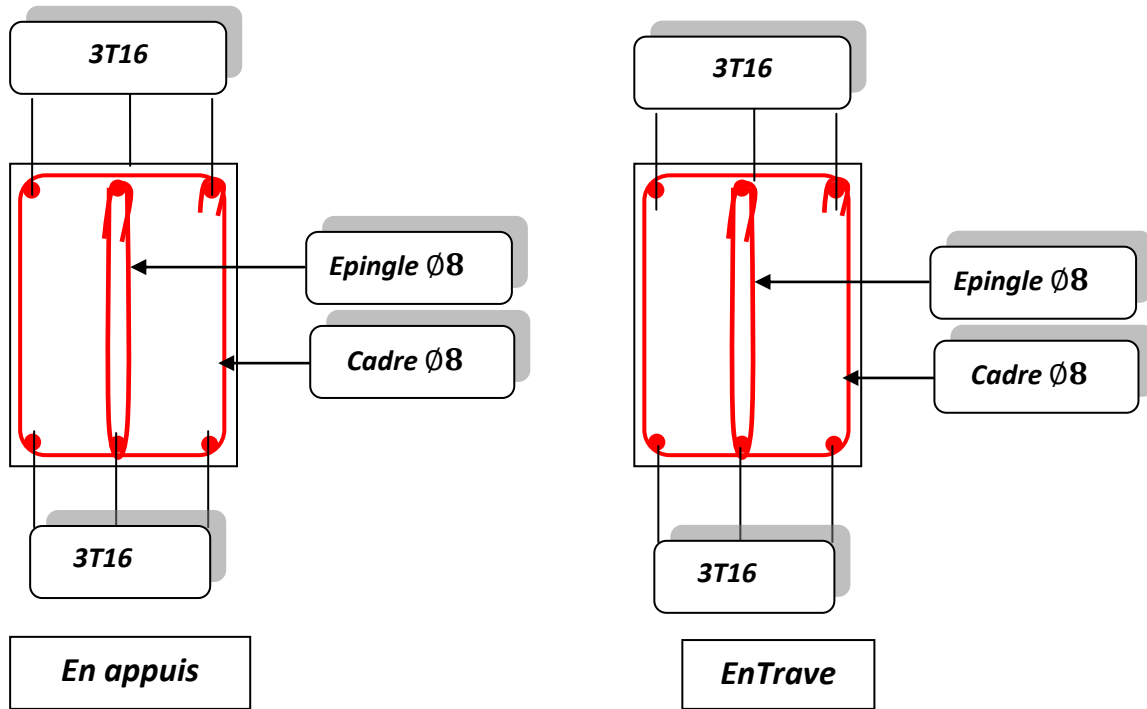
D'après RPA 2024, la longueur minimale de recouvrement est :

$$L_r = 60\phi \dots \dots \dots \text{zone IV}$$

	Ø16
L_r calculé (cm)	96
L_r choisi (cm)	100

3.3.7 Schémas de ferrailage des poutres :

Poutre principale de rive



3.4 Les voiles

Le ferrailage des voiles implique le calcul des armatures nécessaires pour résister à la flexion composée. Cette flexion est causée par deux types de forces :

- Les sollicitations verticales : elles proviennent des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.
- Les sollicitations sismiques : elles résultent des forces exercées sur la structure lors d'un tremblement de terre.

Pour assurer la stabilité du voile on doit mettre en place différents types d'armatures :

- Les armatures verticales.
- Les armatures horizontales.
- Les armatures transversales.

3.4.1 Combinaisons des charges

- Selon BAEL 91 (Combinaisons fondamentales) :

$$\begin{cases} \text{ELS} : G + Q \\ \text{ELU} : 1,35 G + 1,5Q \end{cases}$$

- selon le RPA 2024 (Combinaisons accidentelles):

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q + E_1 \\ G + \psi \cdot Q + E_2 \end{cases}$$

3.4.2 Recommandation du RPA2024

Le ferrailage des voiles exige la conformité aux conditions du RPA 2024

- Pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante 0.20%.
- L'espacement des barres horizontales et verticales : $S < \min(15b_w; 25 \text{ cm})$

- Les longueurs des recouvrements doivent être égales :

$60 \times \phi_l$ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M.) :

- La méthode de calcul

la méthode des contraintes :

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{MV}{I} \text{ Avec } I = \frac{bh^3}{12}$$

Avec :

N : Effort normale appliqué

M : Moment fléchissant appliqué

A : Section du voile I : moment d'inertie

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée

3.4.3 Détermination des sollicitations

Tableau 17 : Récapitulatif des résultats des voiles (N, M)

voile	e(m)	L(m)	$N_{max}(MN)$	$M_{corr}(MN.m)$	$M_{max}(MN.m)$	$N_{corr}(MN)$	$V_{max}(MN)$
SensX-X	0,2	2	1,894	$0,405.10^{-3}$	$7,63.10^{-3}$	0,109	$3,88.10^{-3}$
SensY-Y	0,2	2	2,096	$0,485.10^{-3}$	$5,177.10^{-3}$	0,337	$0,94.10^{-3}$

3.4.4 Calcul de ferrailage

➤ **Calcul de ferrailage vertical et horizontal :**

Exemple de calcul sens x-x état accidentelle: $N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$

$$N = 1,894 MN$$

$$M = 0,405.10^{-3} MN.m$$

$$f_{c28} = 25 MPa ; \gamma_s = 1,0 ; f_e = 400 MPa$$

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{MV}{I}$$

avec :

$$V = \frac{h}{2} = \frac{3,06 - 0,2}{2} = 1,43 m$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,2 \times 2^3}{12} = 0,133 m^4$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{MV}{I} = 4,738 MPa$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{MV}{I} = 4,729 MPa$$

$\sigma_1; \sigma_2 > 0$ La section est entièrement comprimée

Puisque la section du voile est en compression et que le béton résiste bien, l'armature en acier sera celle requise par le RPA (le ferrailage minimum).

$$A_{min} = 0,15\%b \times L = 6 cm^2$$

– **Justification de la stabilité et de la résistance :**

$$N_{ulimt} = \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \times \gamma_s} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$\text{avec : } B_r = I_w [a - 2cm] = 2[0,2 - 0,002] = 0,36 m^2$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{1}{30}\right)^2} \text{ Si } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2} \text{ Si } 50 < \lambda < 80$$

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{d} = \frac{0,7 \times 2,85 \sqrt{12}}{0,2} = 34,554 < 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{34,554}{30}\right)^2} = 0,6717$$

$$N_{ulimt} = 4,618 \text{ MN}$$

On déduit la contrainte ultime :

$$\sigma_{ultim} = \frac{N_{ulimt}}{\alpha \times I_W} = 11,545 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 4,736 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ultim} > \sigma_{moy}$$

Il est nécessaire d'effectuer les deux vérifications aux niveaux I et II du mur :

Section I-I à mi-hauteur d'étage $\sigma_u \leq \sigma_{ultim}$

$$\sigma_u = \frac{N_u}{\alpha \times I_W} = 4,7332 \text{ MPa} \quad \rightarrow \sigma_u \leq \sigma_{ultim} \dots \dots \dots CV$$

Section II-II sous le plancher haut d'étage : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{ultim}}{\alpha}$

$$\frac{\sigma_{ultim}}{\alpha} = 57,725$$

$$\sigma_u = 4,7332 \leq \frac{\sigma_{ultim}}{\alpha} \dots \dots \dots CV$$

– **Ferrailage vertical :**

$$A_{sv} \geq \rho_v d \alpha$$

$$\rho_v = \max \left[0,001; 0,0015 \times \frac{400 \times \theta}{f_e} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{ultim}} - 1 \right) \right]$$

$\theta = 1,4$ Pour un voile de rive

$$\rho_v = 0,001$$

$$A_{sv} \geq \rho_v d \alpha = 3,6 \text{ cm}^2$$

Le choix pour une seule face de voile :

$$\text{On prend : } 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement de **25cm**

– **Ferrailage horizontal :**

Selon RPA 2024 On a : $A_{H_{min}} = 0,15\%bL$

$$A_t \geq 0,15\%100 \times 20 \dots \dots \dots \text{Calcul pour 1ml}$$

$$A_t \geq 3cm^2$$

On adopte un diamètre **D = 10 mm**

$$A_{sh} \geq \rho_v 100\alpha$$

$$\rho_v \geq \max\left[\frac{2}{3} \times \rho_v \max; 0,001\right]$$

$\rho_v \max$: %verticaldesarmaturesverticalesdelabandelapllusarmée

$$\rho_v \max = \frac{4,52}{(1 \times 0,2)100} = 0,23\%$$

$$\rho_v \geq 0,153$$

$$A_{sh} \geq \frac{0,153}{100} \times 100 \times 20 = 3,06cm^2$$

Le choix : On prend : 3T12 = 3,39cm²

Avec un espacement de **15cm**

– **Calcul d'espacement :**

Selon **RPA2024** on a :

$$S < \min (15b_w; 25 \text{ cm})$$

$$S < \min (300; 25 \text{ cm})$$

$$S = 25 \text{ cm}$$

Zone nodale : $I = \frac{l}{10} = 20 \text{ cm}$

Zone courante: $S'_t = \frac{S_t}{2} = 12,5 \text{ cm}$

$$S'_t = 15 \text{ cm}$$

– **Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$\tau \leq \tau_b$$

$$\tau = 0,2f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b \times d}$$

$$V = 1,4V_{max}$$

$$\tau = 0,0015 \leq \tau_b = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots CV$$

Tableau -13: Ferrailage des voiles

Sens	Ferrailage vertical		Ferrailage horizontal
------	---------------------	--	-----------------------

				Armature de répartition			
	<i>Acalculé (cm²)</i>	<i>Achoisi (cm²)</i>	<i>S_t (cm)</i>	<i>A_r (cm²)</i>	<i>Acalculé (cm²)</i>	<i>Achoisi (cm²)</i>	<i>S_t (cm)</i>
X-X	3,6	4T12	25	6Ø8	3,06	3T12	15
Y-Y	3,6	4T12	25	6Ø8	3,06	3T12	15

3.5 conclusion

Pour garantir la stabilité, la performance et la durabilité économique de la structure face aux charges dynamiques, il est essentiel de vérifier les dimensions ainsi que le ferrailage des éléments structuraux, tout en respectant les exigences des normes RPA2024 et BAEL99.

Les résultats de ferrailage présentés dans ce chapitre serviront de base à l'analyse statique non linéaire du bâtiment, qui sera développée dans le chapitre suivant.

A decorative border in light blue, resembling a scroll, frames the central text. It has rounded corners and a vertical strip on the left side that looks like a scroll's edge.

***CHAPITRE 4 : Analyse
Statique Non Linéaire du
Bâtiment***

4.1 Introduction

Ce chapitre explore le comportement non linéaire du bâtiment à travers une analyse Pushover. La réponse non linéaire est caractérisée par le point de performance, qui émerge de la rencontre entre la courbe de capacité de la structure et un spectre de demande sismique ajusté.

La courbe de capacité est établie en évaluant la réponse globale non linéaire du bâtiment en béton armé, en tenant compte de la plastification via l'introduction de rotules plastiques (modélisées dans SAP2000). Le spectre de demande réduit, reflet de l'action sismique, est dérivé du spectre élastique propre à la zone étudiée, en s'appuyant sur deux méthodologies : l'une considérant l'augmentation de l'amortissement (ATC40) et l'autre la capacité de déformation (ductilité) selon l'Eurocode 8.

L'étude se focalise sur l'effort tranchant à la base et le déplacement maximal non linéaire, et examine l'influence des différentes zones sismiques à travers une analyse paramétrique.

4.2 Détermination de la courbe de capacité

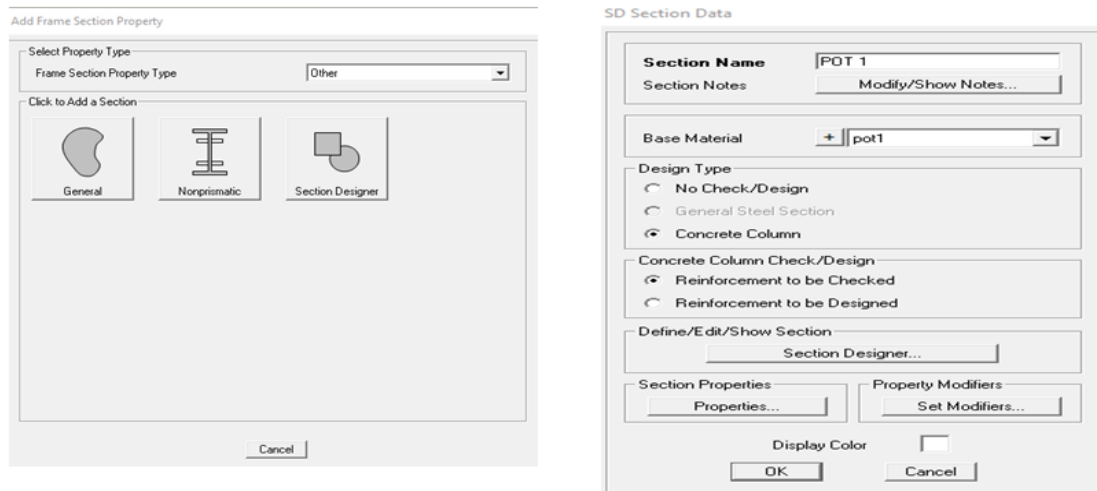
4.2.1 Définition du comportement non linéaire de la structure

◆ Eléments poteaux-poutres:

La non-linéarité structurelle a été intégrée au modèle en définissant le comportement non linéaire des poutres et des poteaux. Cette non-linéarité est simulée par l'introduction de rotules plastiques aux sections critiques. Les étapes de cette modélisation non linéaire par rotules plastiques sont détaillées ci-après, avec l'exemple d'un poteau du rez-de-chaussée :

1. Définition du ferrailage calculé pour l'élément.(Figure 18)
2. Visualisation de la relation moment-courbure de la section ferrillée et extraction du modèle bilinéaire équivalent. (Figure 19)
3. Identification des rotules plastiques. On distingue des rotules de flexion (M3) pour les poutres et des rotules poteaux considérant l'interaction effort normal-moments (P-M2-M3). (Figure 20)
4. Attribution des lois de comportement bilinéaires aux rotules plastiques, une opération réalisable automatiquement par SAP2000 ou manuellement. (Figure 20)
5. Implémentation des rotules plastiques aux éléments structuraux (poteaux et poutres). (Figure 21. 22)

CHAPITRE 4 : ANALYSE STATIQUE NON LINEAIRE DU BATIMENT



-L'exécution de cette commande ouvrira l'interface illustrée à la figure suivante, dans laquelle le ferrailage calculé pourra être introduit.

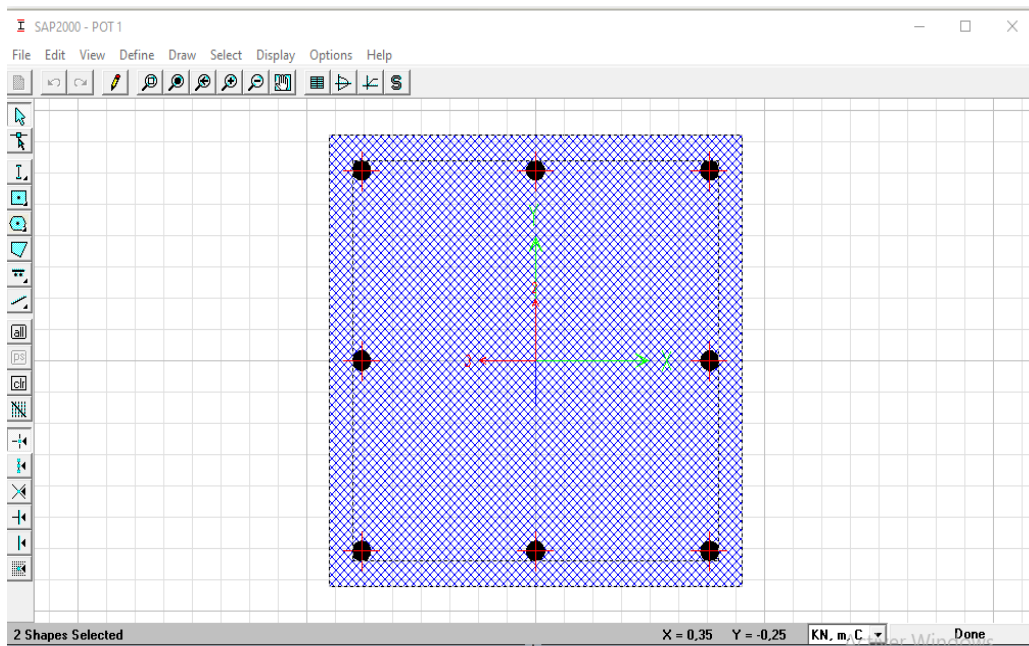


Figure 18: Affectation du ferrailage calculé à l'élément

CHAPITRE 4 : ANALYSE STATIQUE NON LINEAIRE DU BATIMENT

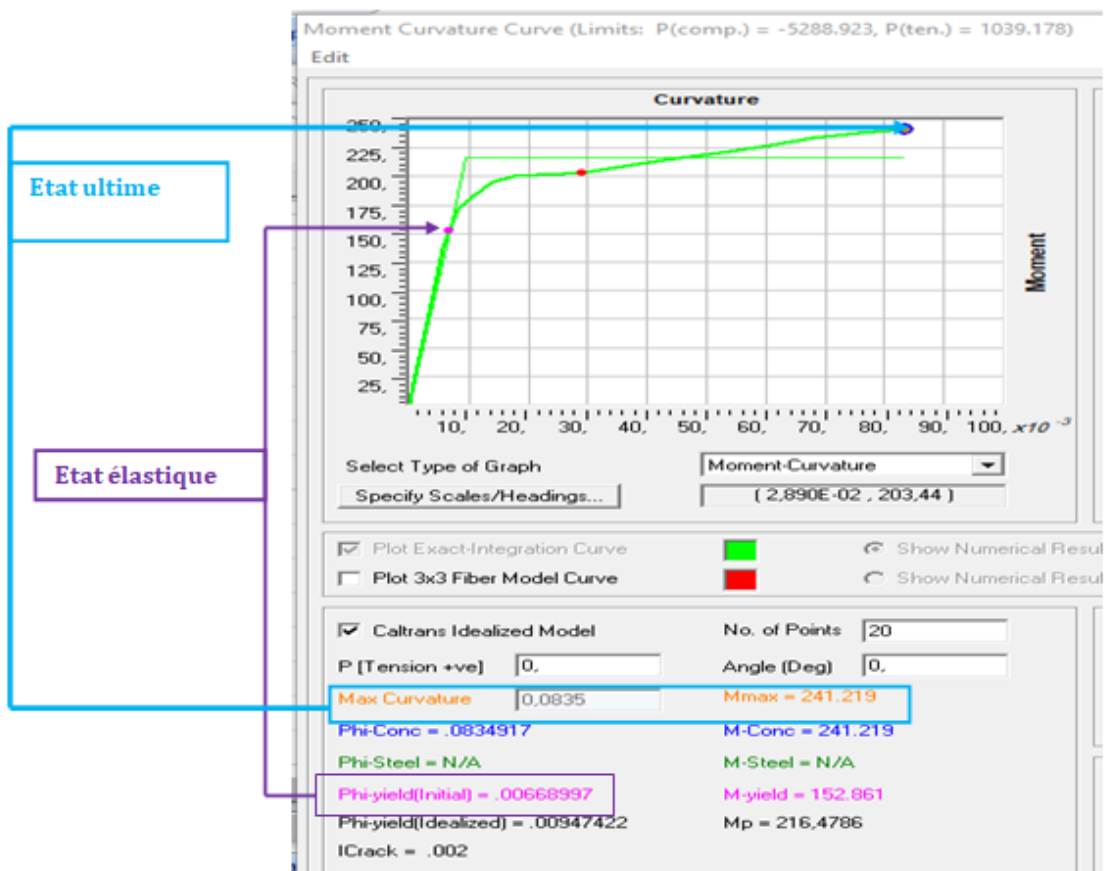
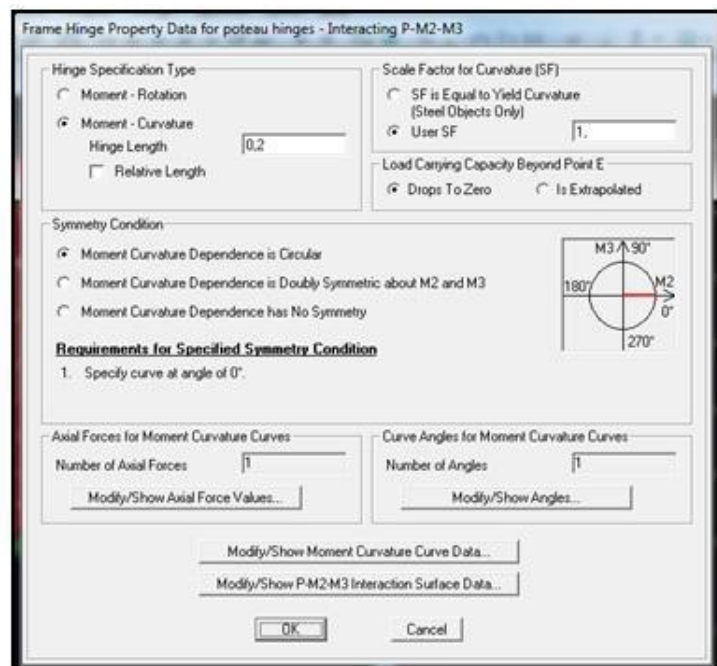
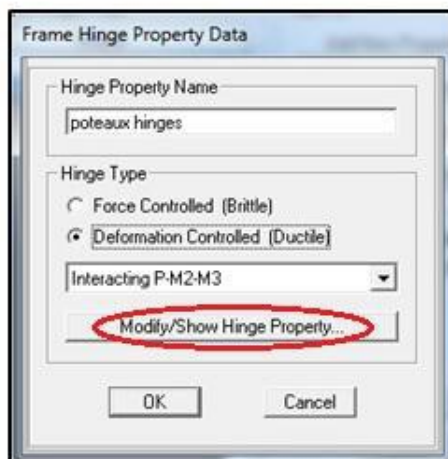


Figure 19: Loi de comportement non linéaire du poteau du RDC.



CHAPITRE 4 : ANALYSE STATIQUE NON LINEAIRE DU BATIMENT

Moment Rotation Data for POT 1 - Interacting P-M2-M3

Edit

Select Curve
 Axial Force: 0, Angle: 0, Curve #1: [Navigation Buttons], Units: KN, m, C

Moment Curvature Data for Selected Curve

Point	Moment/Yield Mom	Curvature/SF
A	0,	0,
B	1,	0,
C	1,1	0,0835
D	0,2	0,0835
E	0,2	0,084

Note: Yield moment is defined by interaction surface

Copy Curve Data | Paste Curve Data

Acceptance Criteria (Plastic Deformation / SF)

- Immediate Occupancy: 1,246
- Life Safety: 7,476
- Collapse Prevention: 11,214

Show Acceptance Points on Current Curve

3D View
 Current Curve - Curve #1
 Force #1; Angle #1
 Plan: 315, Elevation: 35, Aperture: 0, Axial Force: 0,
 Hide Backbone Lines
 Show Acceptance Criteria
 Show Thickened Lines
 Highlight Current Curve

Moment Curvature Information
 Symmetry Condition: Circular
 Number of Axial Force Values: 1
 Number of Angles: 1
 Total Number of Curves: 1

Angle Is Moment About
 0 degrees = About Positive M2 Axis
 90 degrees = About Positive M3 Axis
 180 degrees = About Negative M2 Axis
 270 degrees = About Negative M3 Axis

OK | Cancel

Figure 20: Détermination des rotules plastiques de l'élément et affectation de la loi de comportement bilinéaire au type de la rotule plastique.

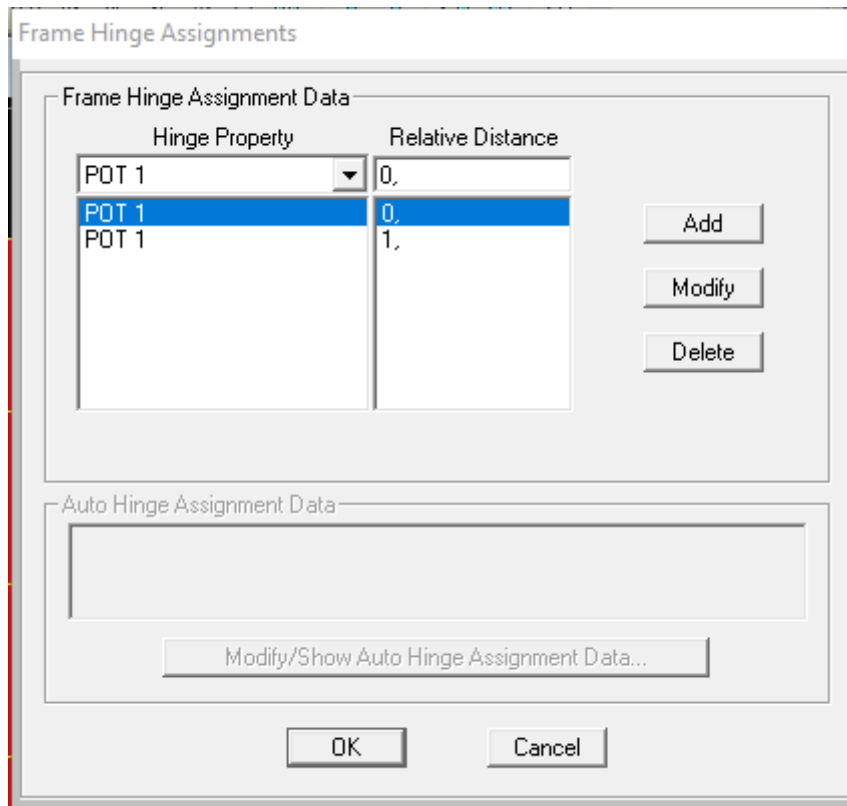


Figure 21 : Affectation des rotules plastiques aux éléments poteaux.

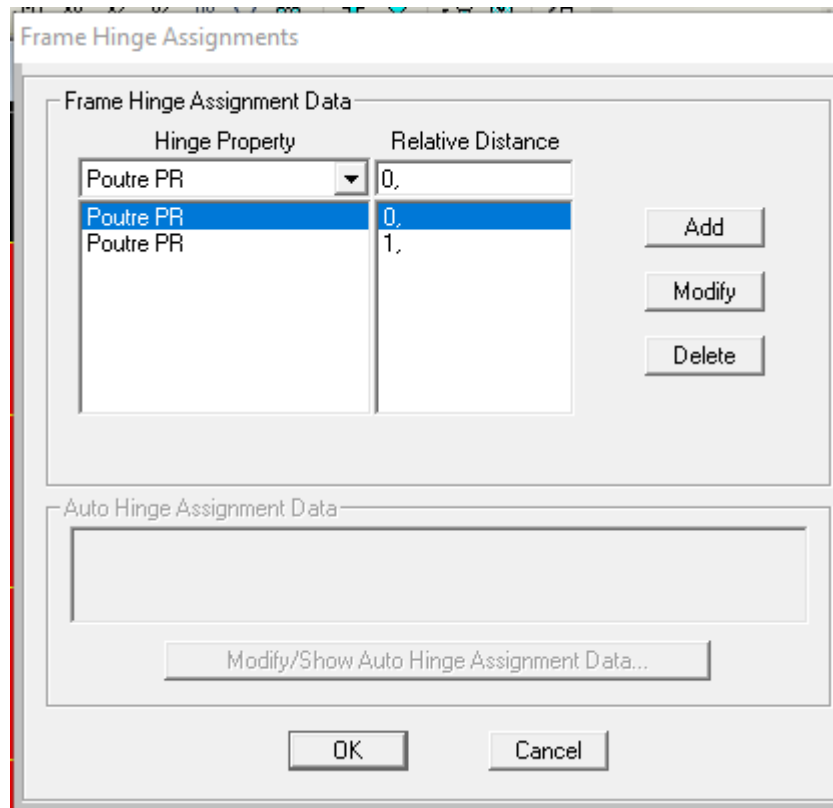


Figure 22 : Affectation des rotules plastiques aux éléments poutres.

◆ **Définition du comportement non linéaire des voiles :**

La gestion des rotules plastiques dans SAP2000 est réservée aux éléments "frame". Pour modéliser le comportement non-linéaire des éléments "Shell", le logiciel utilise l'élément "(Shell – Layered / Non-linéaire)". La modélisation se fait en trois étapes:

1. Définir l'élément non-linéaire "(Shell – Layered / Non-linéaire)".
2. Appliquer la non-linéarité et le ferrailage de voile calculé antérieurement.
3. Définir les couches, leurs matériaux et leur comportement.

CHAPITRE 4 : ANALYSE STATIQUE NON LINEAIRE DU BATIMENT

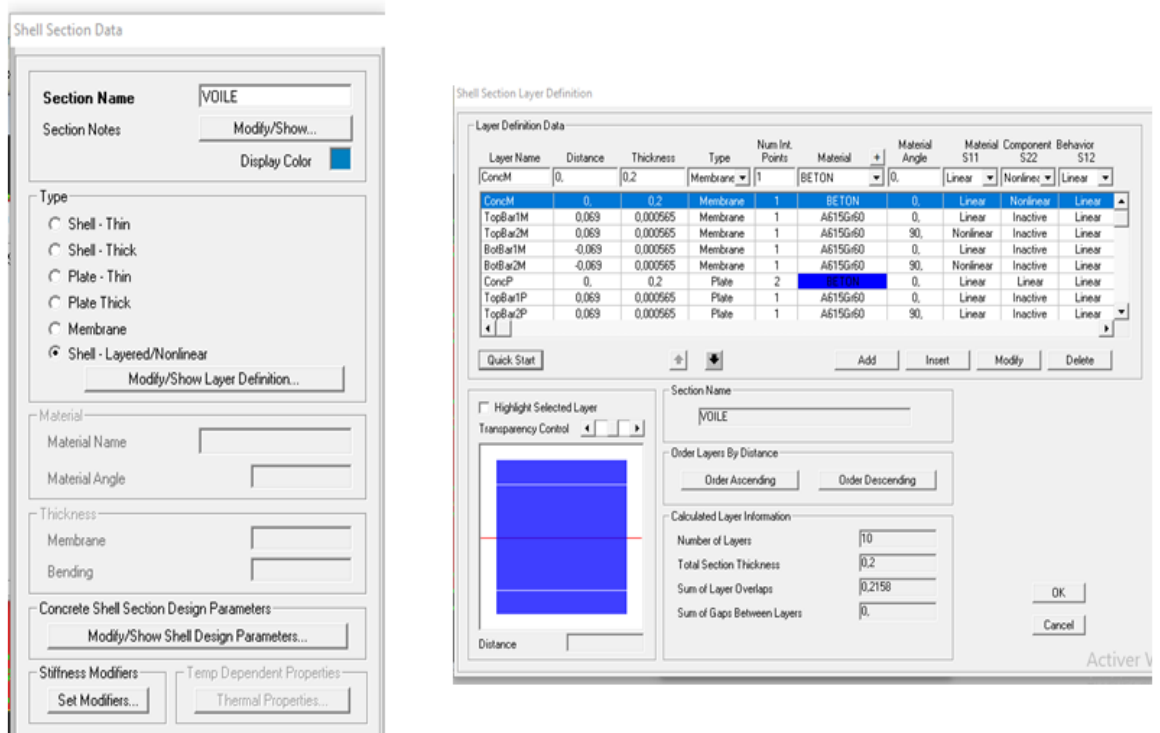


Figure 23: Définition de l'élément non linéaire de type (Shell – Layered / Non-linéaire)

CHAPITRE 4 : ANALYSE STATIQUE NON LINEAIRE DU BATIMENT

Concrete Shell Section Quick Start Parameters

Section Name: VOILE

Rebar Layers: One Layer Two Layers

Units: KN, m, C

Material Data And Concrete Thickness

Concrete Material: BETON

Rebar Material: A615Gr60

Concrete Thickness: 0,2

In-Plane Element Component Behavior

S11 Nonlinear

S22 Nonlinear

S12 Nonlinear

Out-of-Plane Element Component Behavior

Same as In-Plane

Linear

Rebar Size, Spacing and Clear Cover

Size and Spacing Is the Same For All Rebar

Top Bars - Direction 1: 12d @ 0,2

Top Bars - Direction 2: 12d @ 0,2

Bottom Bars - Direction 1: 12d @ 0,2

Bottom Bars - Direction 2: 12d @ 0,2

Cover: 0,025

Shell Section Elevation View

Top

Bottom

Show Elevation 1-3

Show Elevation 2-3

Shell Section Plan View

Top

Bot

OK Cancel

Figure 24 : Affectation de la non linéarité et attribution du ferrailage

Shell Section Layer Definition

Layer Definition Data

Layer Name	Distance	Thickness	Type	Num Int. Points	Material	Material Angle	Material S11	Component S22	Behavior S12
ConcM	0,	0,2	Membrane	1	BETON	0,	Linear	Nonlinear	Linear
TopBar1M	0,069	0,000565	Membrane	1	A615Gr60	0,	Linear	Inactive	Linear
BotBar2M	-0,069	0,000565	Membrane	1	A615Gr60	90,	Nonlinear	Inactive	Linear
ConcP	0,	0,2	Plate	2	BETON	0,	Linear	Linear	Linear

Quick Start

Add Insert Modify Delete

Highlight Selected Layer

Transparency Control

Section Name: VOILE

Order Layers By Distance

Order Ascending Order Descending

Calculated Layer Information

Number of Layers: 4

Total Section Thickness: 0,2

Sum of Layer Overlaps: 0,2023

Sum of Gaps Between Layers: 0,

OK Cancel

ActiveV

Figure 25 : Définition des couches.

4.2.2 Définition du chargement de l'analyse push over

L'analyse Pushover est une méthode d'évaluation structurale, consiste à appliquer progressivement des forces latérales croissantes à une structure jusqu'à ce que son sommet atteigne un déplacement cible (mode "Déplacement contrôlé"). Cette approche est privilégiée lorsque les charges sont inconnues ou susceptibles d'entraîner une instabilité structurelle durant l'analyse.

Le logiciel propose également une analyse en mode "Force contrôlée", adaptée aux situations où les charges sont connues et ne présentent pas de risque d'instabilité. (18)

❖ Définition de l'analyse statique non linéaire sous charges gravitaires

Dans cette étape on définit les charges gravitaires non linéaires en utilisant la combinaison $G+0.2Q$

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: G [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

Analysis Type:
 Linear
 Nonlinear
 Nonlinear Staged Construction

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

Geometric Nonlinearity Parameters:
 None
 P-Delta
 P-Delta plus Large Displacements

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	G	1.
Load Pattern	G	1.
Load Pattern	Q	0.2

[Add] [Modify] [Delete]

Other Parameters:
Load Application: Full Load [Modify/Show...]
Results Saved: Final State Only [Modify/Show...]
Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Figure 26 : Définition de l'analyse statique non linéaire sous charges gravitaires

❖ Définition de l'analyse sous charges horizontales :

La création du cas de charge pushover commence par la navigation suivante : define → load cases → add new load case. Attribuez le nom "PUSHOVER" à ce cas. Le type de chargement doit être défini comme "static Nonlinear", et les conditions initiales doivent être configurées pour "continue from state at end of Nonlinear case, G". L'application des charges

se fera à l'aide de deux distributions distinctes (2) orientées selon les axes x-x et y-y. En cliquant sur "modify", vous accéderez aux paramètres de l'analyse, qui sera menée en mode "Déplacement contrôlé". Notez que le déplacement cible est calculé en fonction de la hauteur de la structure (19).

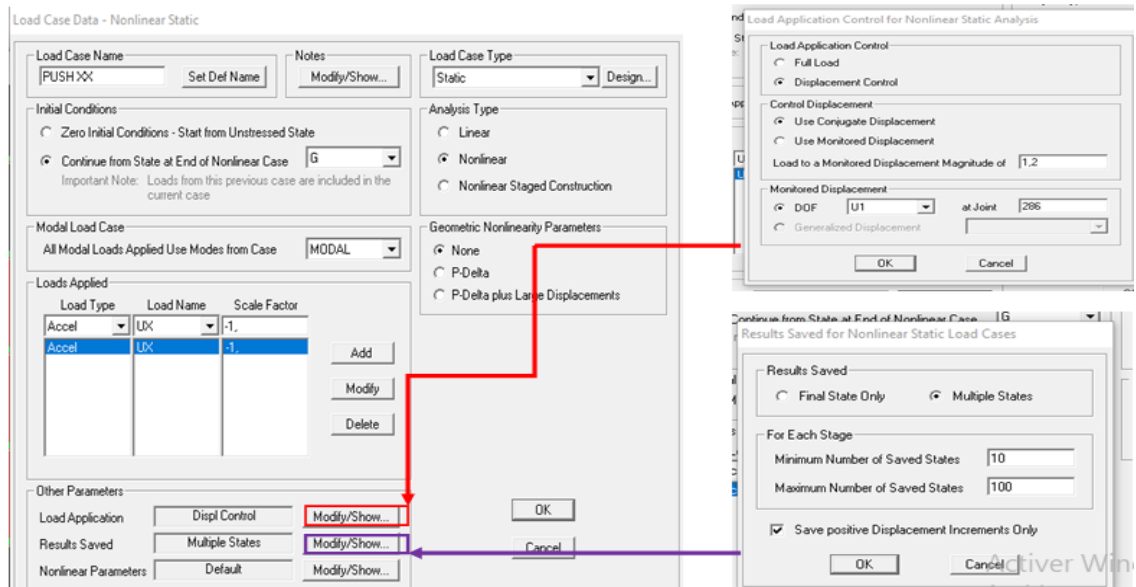


Figure 27 : Définition de l'analyse Pushover

4.2.3 Résultats de l'analyse push over

4.2.3.1 Courbe de capacité de la structure

La courbe de capacité de la structure se divise en deux phases : une phase élastique linéaire où l'effort horizontal à la base est proportionnel au déplacement, suivie d'une phase non linéaire marquée par la formation de rotules de flexion et de cisaillement, jusqu'à la rupture finale.

Sens X-X:

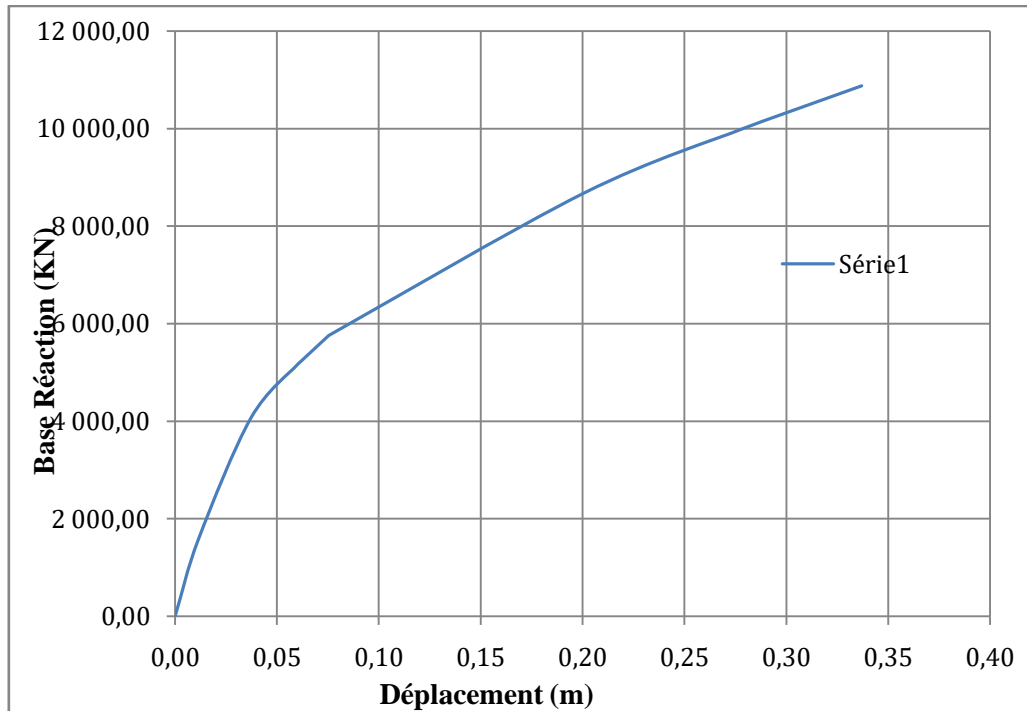


Figure 28 : Résultats de l'analyse Push over sens X-X

SensY-Y :

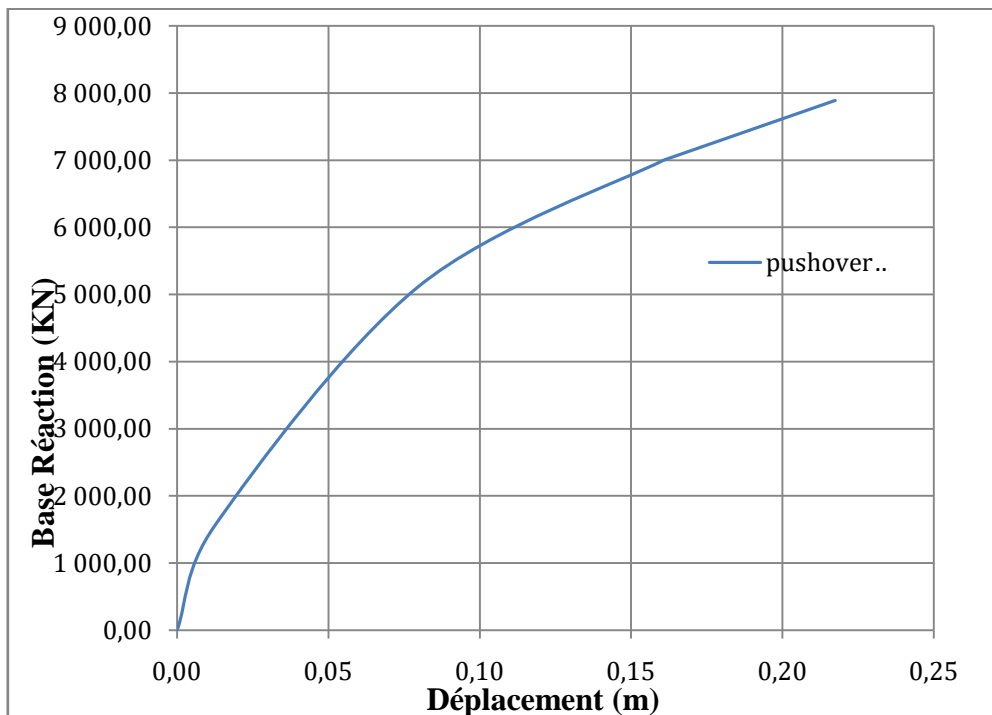


Figure 29 : Résultats de l'analyse Push over sens Y-Y

4.2.3.2 Le point de performance (ATC-40)

La méthode de la courbe de capacité spectrale offre une approche graphique pour évaluer la performance d'une structure face à un tremblement de terre, en comparant sa capacité de résistance à la demande imposée par le séisme.

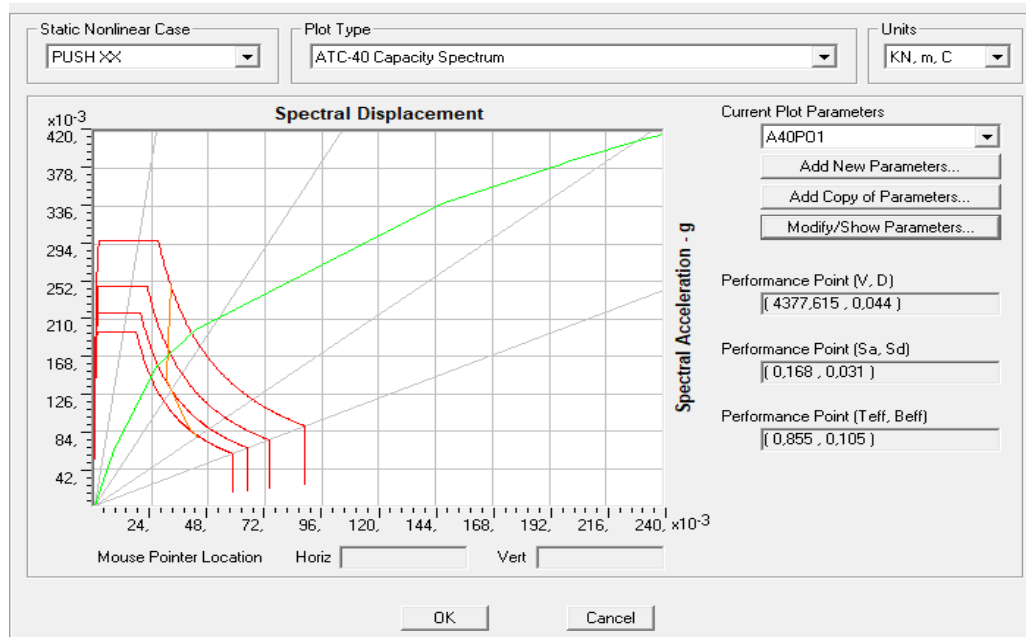


Figure 30 : La Courbe de capacité spectrale (ATC 40) de la structure sens x-x.

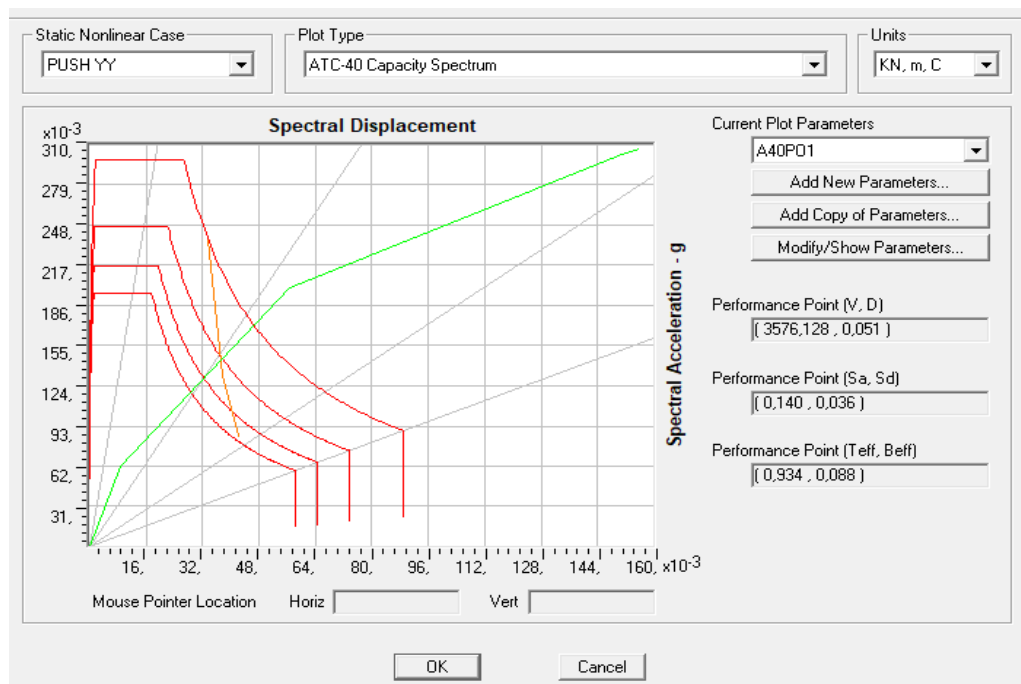


Figure 31 : La Courbe de capacité spectrale (ATC 40) de la structure sens y-y

CHAPITRE 4 : ANALYSE STATIQUE NON LINEAIRE DU BATIMENT

✓ L'interprétation :

Grâce au logiciel SAP2000, les valeurs des déplacements et des efforts tranchants au point de performance ont été calculées et sont récapitulées dans le tableau suivant.

Tableau Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-14: Les coordonnées du point de performance.

	EFFORT V_p (KN)	DEPLACEMENT D_p (m)
PUSHOVER X-X	4377,825	0,044
PUSHOVER Y-Y	3576,58	0,051

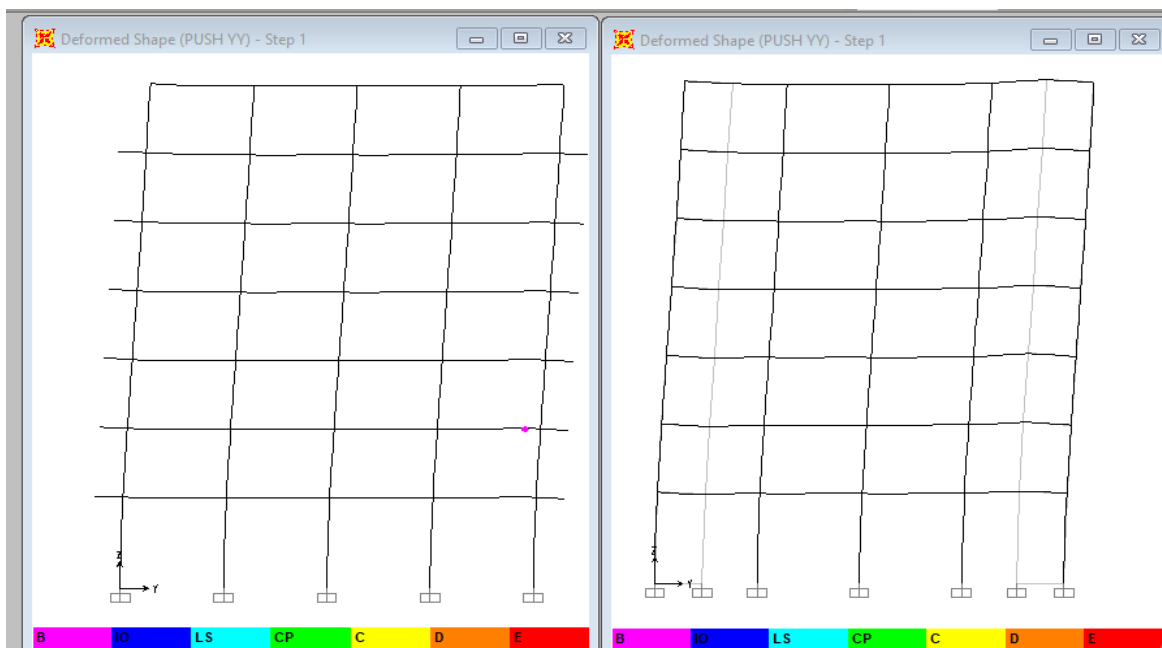
Commentarie:

On observe une différence significative selon la direction d'analyse pour le point de performance. Dans le sens x-x, l'effort tranchant atteint 4377,825 KN avec un déplacement de 0,044 m. Comparativement, dans le sens y-y, un effort tranchant de 3576,580 KN est associé à un déplacement de 0,051 m.

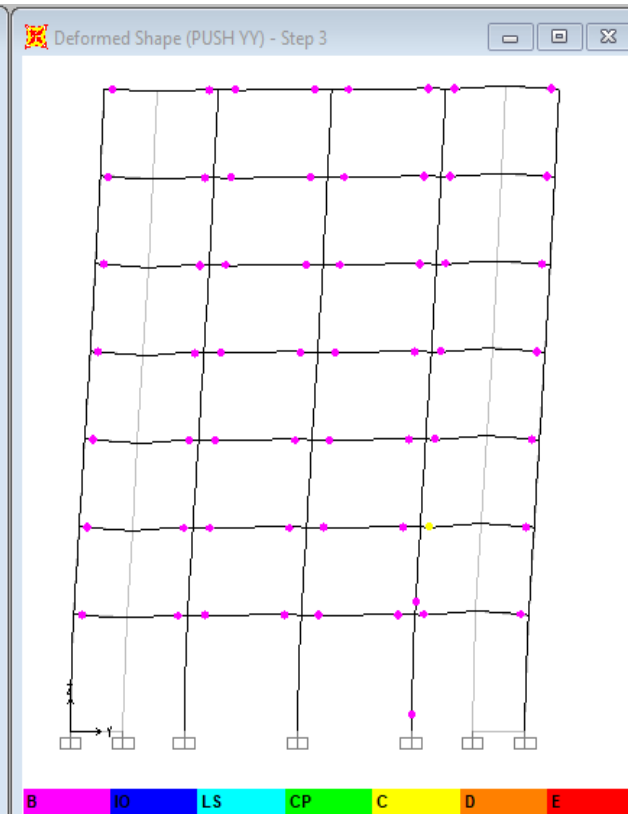
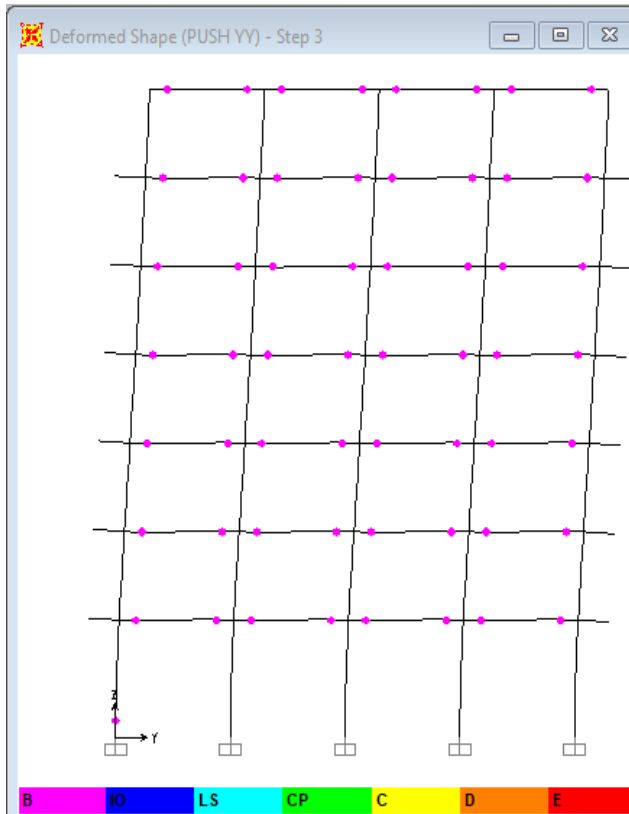
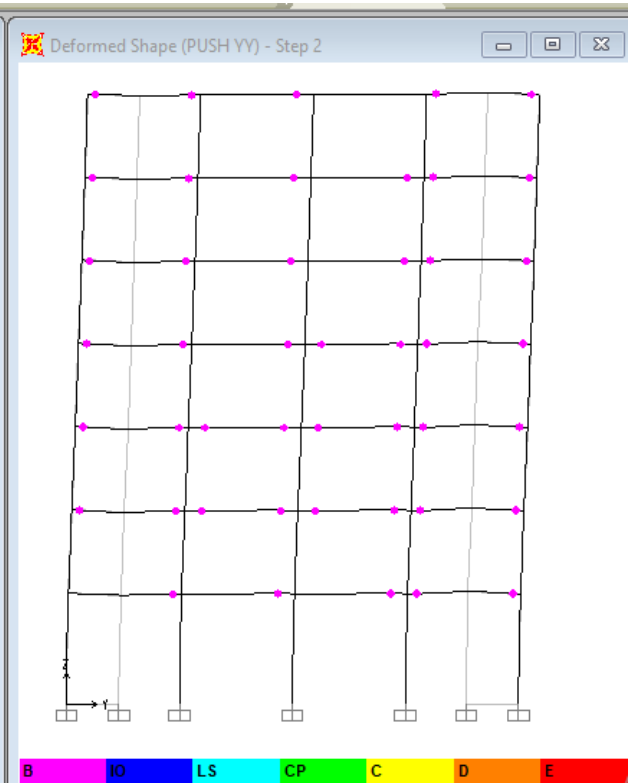
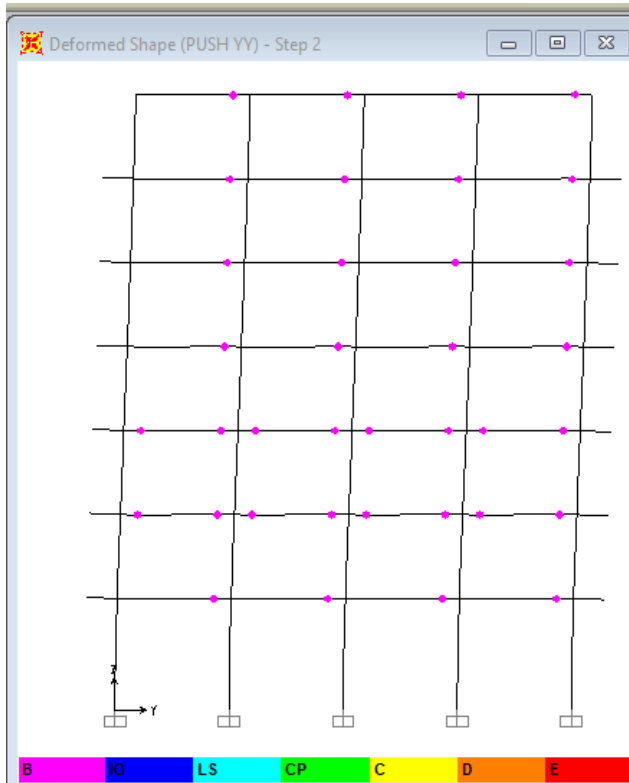
4.2.3.3 Les rotules plastiques

Exemple des rotules sens x-x et y-y extrait de SAP2000 :

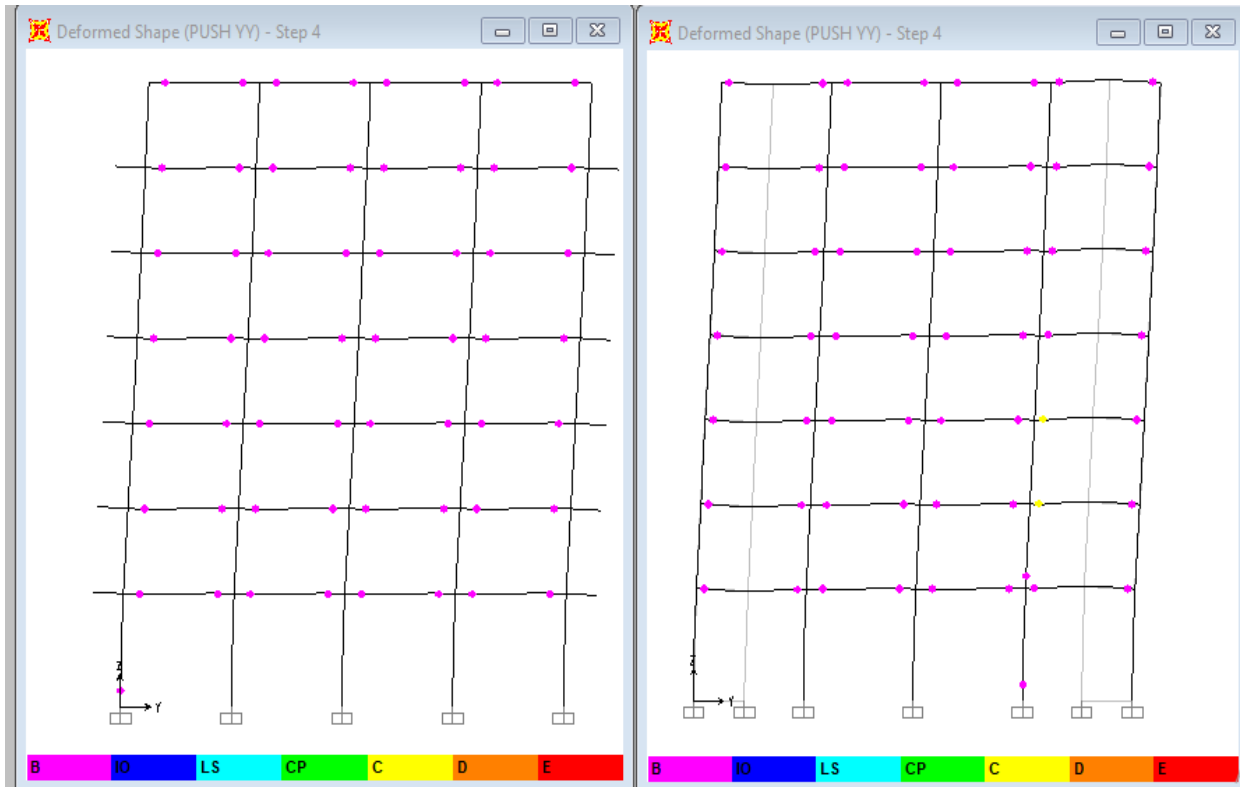
Sens Y-Y:



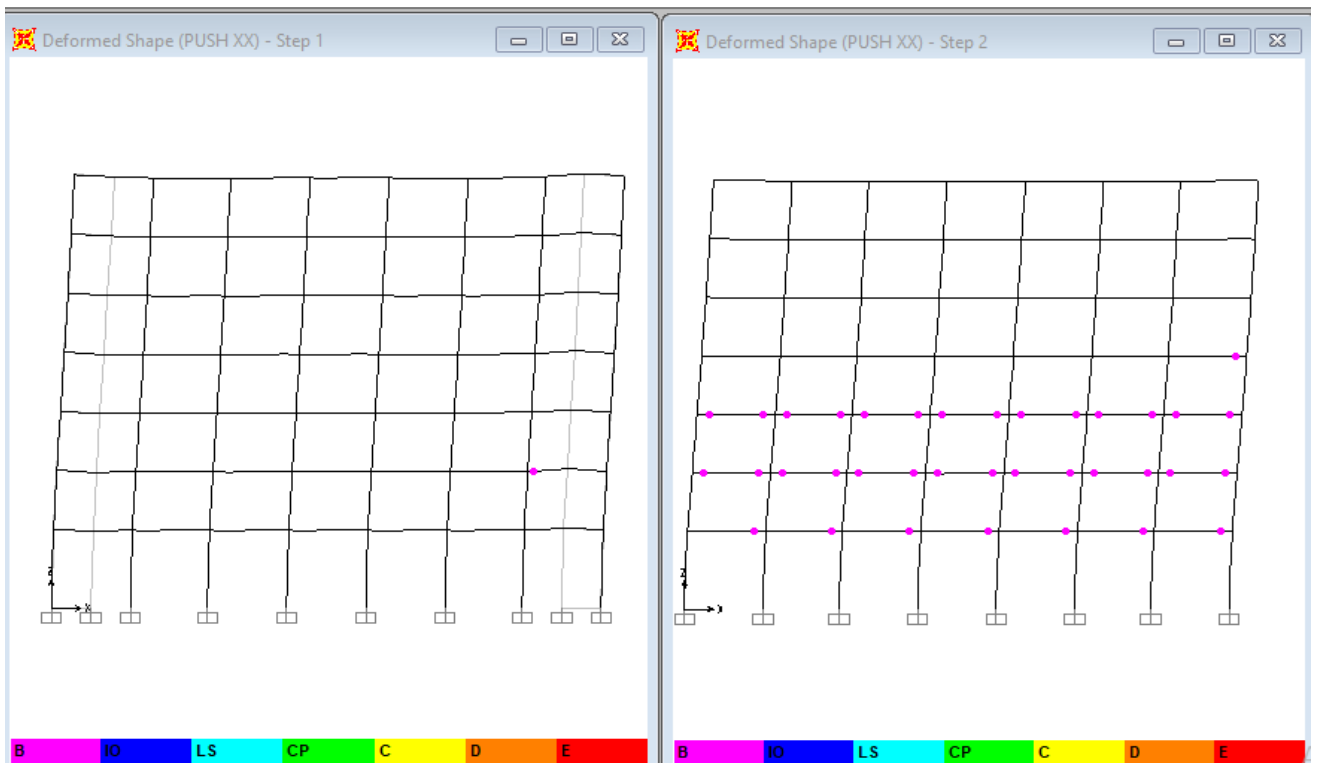
CHAPITRE 4 : ANALYSE STATIQUE NON LINEAIRE DU BATIMENT



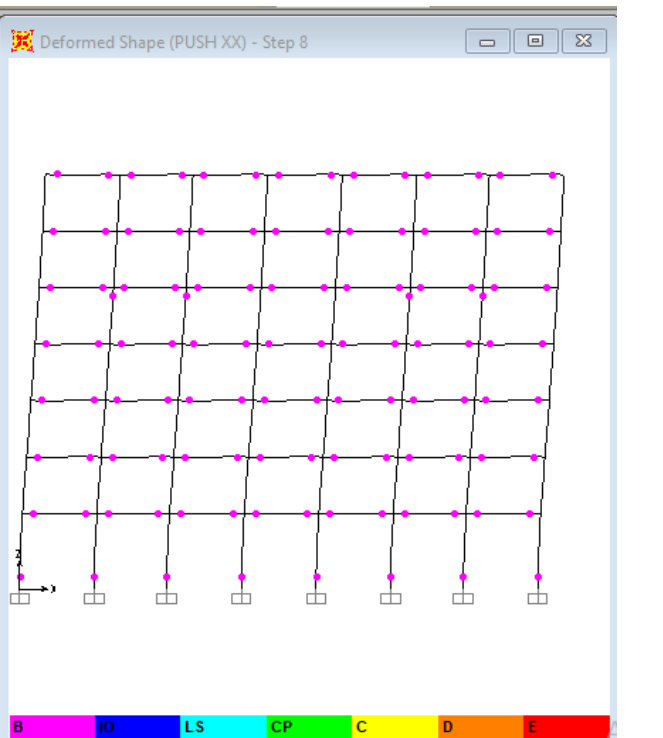
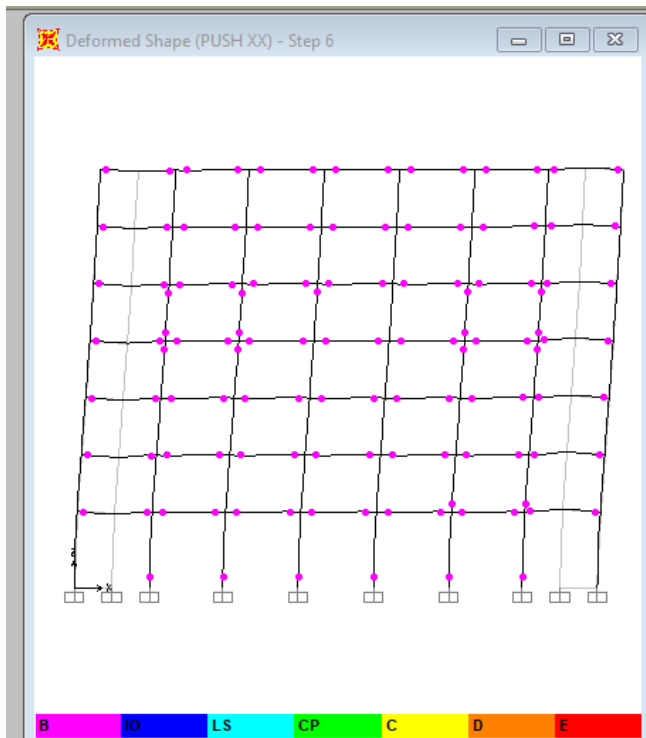
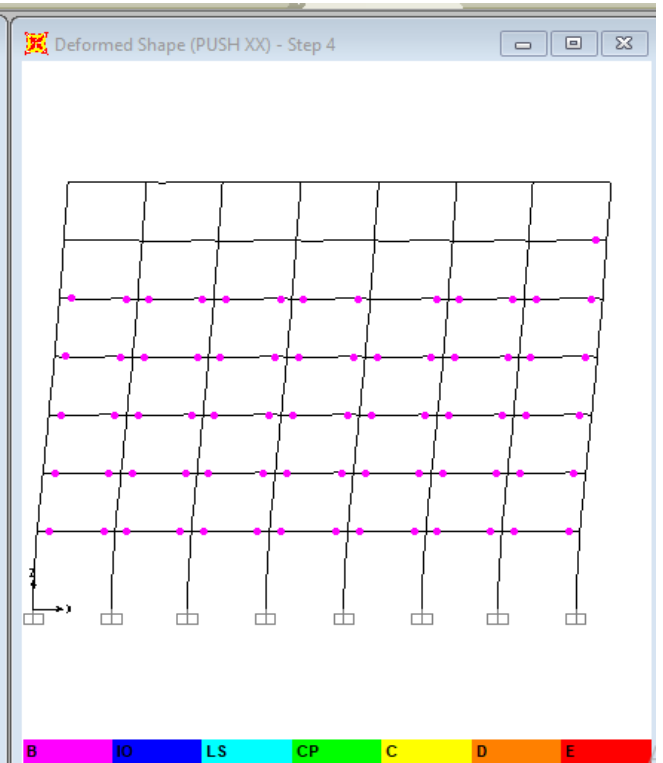
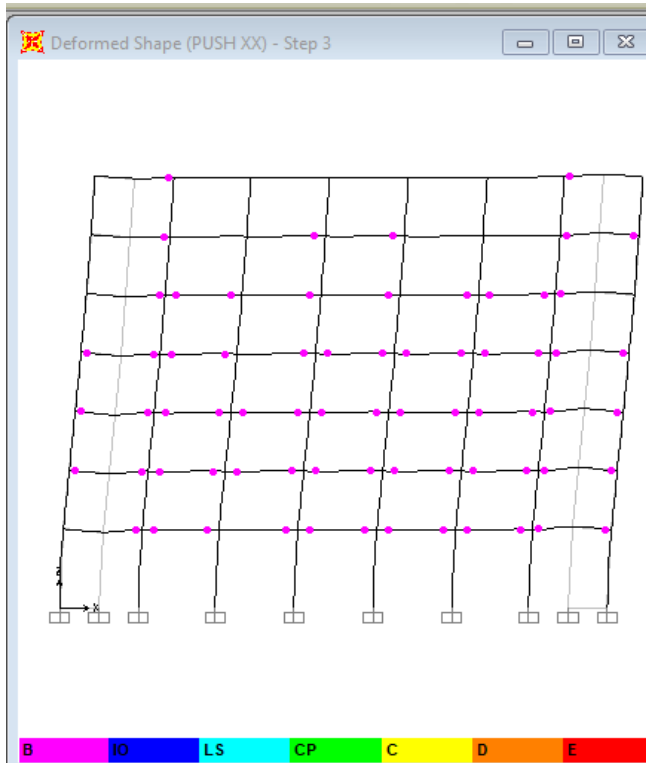
CHAPITRE 4 : ANALYSE STATIQUE NON LINEAIRE DU BATIMENT



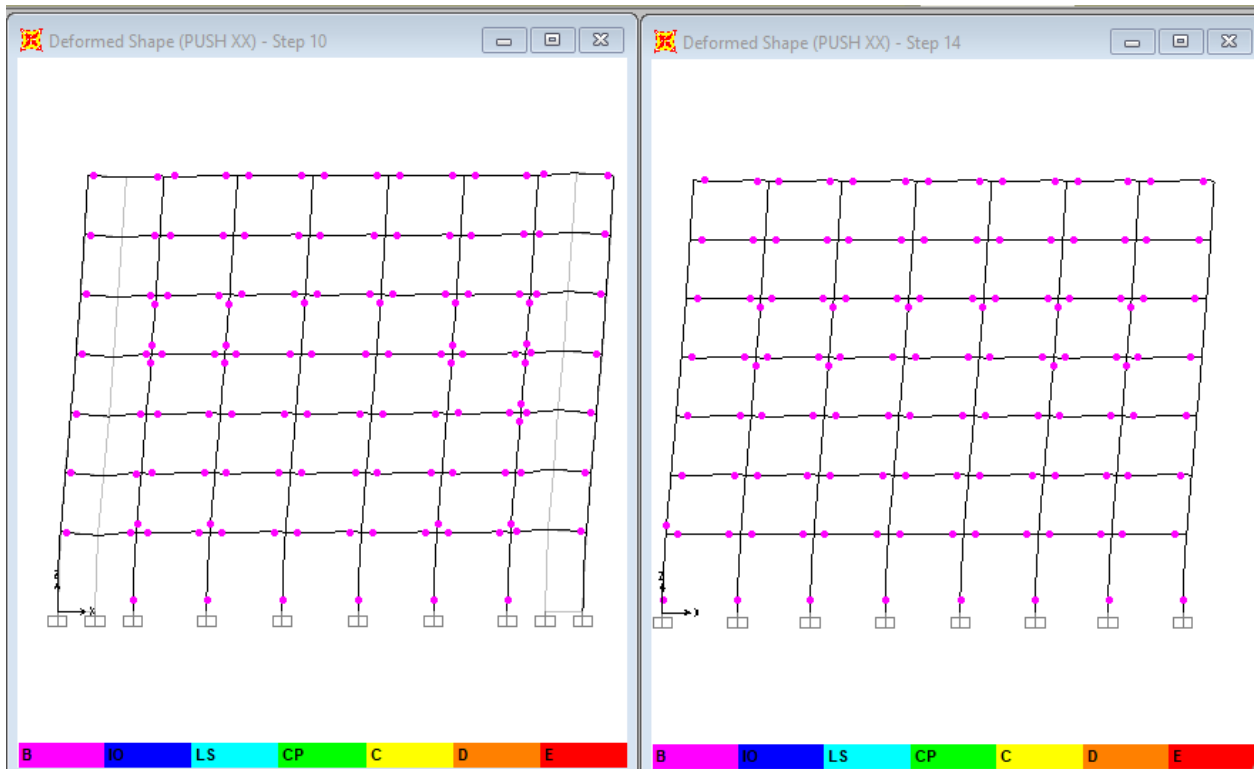
Sens X-X



CHAPITRE 4 : ANALYSE STATIQUE NON LINEAIRE DU BATIMENT



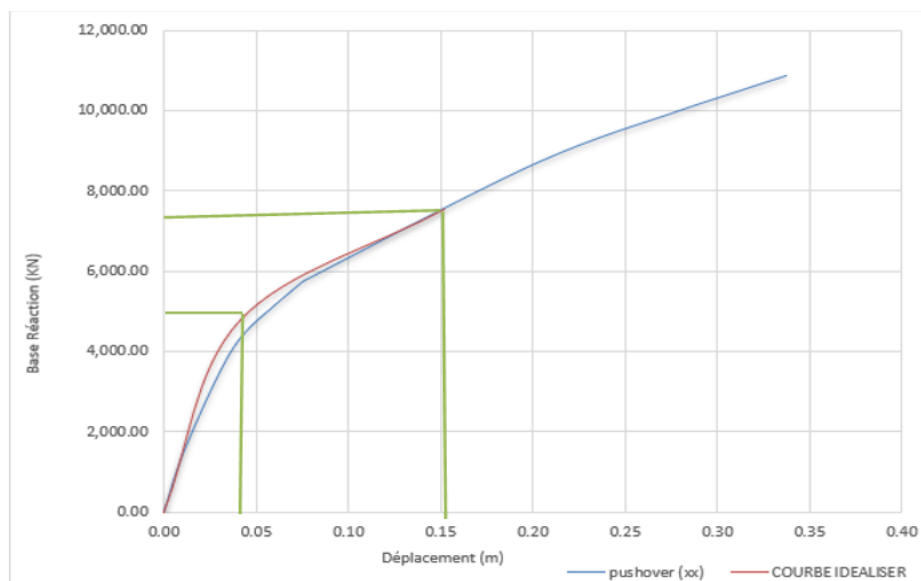
CHAPITRE 4 : ANALYSE STATIQUE NON LINEAIRE DU BATIMENT



■ IO : Occupation immédiate.	■ CP : Prévention contre l'effondrement.	■ D : Ruine.
■ LS : Sécurité de vie.	■ C : Effondrement.	

4.2.3.4 Idéalisation bilinéaire de la courbe de capacité

Sens X-X:



Sens y-y :

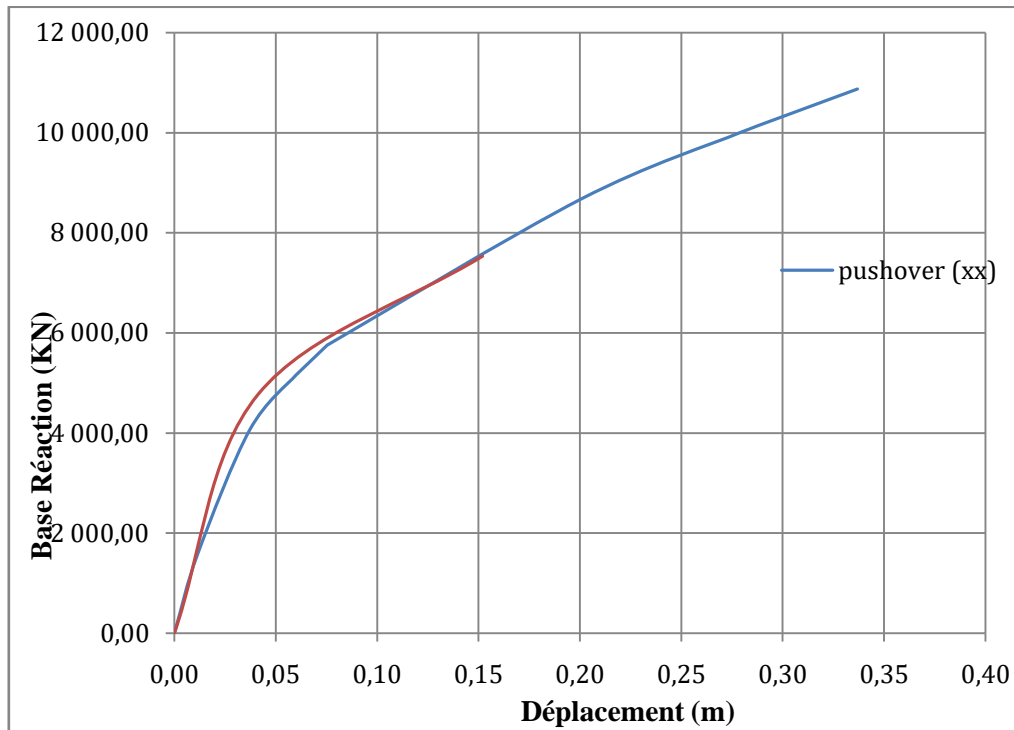


Figure 32 : Idéalisation selon FEMA-356 sens (x-x) (y-y)

Tableau Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-15: les résultats de FEME 356.

Paramètres	$\delta_u (m)$	$\delta_y (m)$	$V_u (KN)$	$V_y (KN)$
Valeurs (sens X-X)	0,151	0,0413	7532,2036	4772,8813
Valeurs (sens Y-Y)	0,1853	0,0637	7417,9663	4900,6782

4.2.3.5 Raideur de la structure au point de performance K_p et indicateur de dégradation global de la structure I_d

Le processus de plastification des éléments est à l'origine de la réduction de la raideur initiale (élastique) K_e de la structure.

$$K_e = \frac{V_y}{\delta_y}$$

Sens x-x :

$$K_e = 115566,13$$

Sens y-y:

$$K_e = 76933,72$$

– *Raideur de la structure au point de performance K_p :*

Au point de performance :

$$K_p = \frac{V_p}{D_p}$$

Sens x-x :

$$K_p = \frac{4377,825}{0,044} = 99496,022$$

Sens y-y:

$$K_p = \frac{3576,58}{0,051} = 70129,02$$

Pour évaluer la dégradation globale de la structure, on peut utiliser un indicateur I_d défini par:

$$I_d = \left(1 - \frac{K_p}{K_e}\right) * 100\%$$

Sens x-x:

$$I_d = \left(1 - \frac{99496,022}{115566,13}\right) \times 100\% = 13,91 \%$$

La raideur initiale de la structure diminue de 13,91% au point de performance en raison de la plastification.

Sens y-y:

$$I_d = \left(1 - \frac{70129,02}{76933,72}\right) \times 100\% = 8,84 \%$$

La raideur initiale de la structure diminue de 8,84% au point de performance en raison de la plastification.

4.2.3.6 Déplacement cible:

Le déplacement cible, qui est le mouvement prévu d'une structure en cas de séisme, est défini par le FEMA 356 ainsi :

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} \cdot g$$

$$C_0 = 1,3$$

$$C_1 = 1$$

$$C_2 = 1$$

CHAPITRE 4 : ANALYSE STATIQUE NON LINEAIRE DU BATIMENT

$$C_3 = 1$$

D'après le chapitre II: $T = 0,886$ s

$$T_2 = 0,4 \leq T = 0,886 \leq T_3 = 1\text{s}$$

$$\frac{S_a}{g} = A. I. S \left[2,5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right]$$

$$S_a = 0,64 \text{ m/s}^2$$

- **Calcul de T_e :**
 - **Calcul K_i**

$$K_i = \frac{V_u}{\delta_u}$$

Sens x-x :

$$K_i = 49882,14$$

Sens y-y:

$$K_i = 40032,19$$

- ✓ **T_e Sens x-x :**

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} = 0,886 \sqrt{\frac{49882,14}{115566,13}} = 0,582 \text{ s}$$

T_e Sens y-y:

$$T_e = 0,886 \sqrt{\frac{40032,19}{76933,72}} = 0,639 \text{ s}$$

- **Calcul de δ_t :**

- ✓ **Sens x-x :**

$$\delta_t = 0,07\text{m}$$

- ✓ **Sens y-y :**

$$\delta_t = 0,084 \text{ m}$$

4.2.3.7 Degré de dégradation:

Les dommages sont classés en quatre degrés distincts : faibles, modérés, importants et très importants. L'indice de dommages est ensuite défini de la manière suivante :

$$D_I = \frac{\delta_m - \delta_y}{\delta_u - \delta_y}$$

δ_m : Déplacement maximum dans la zone non-linéaire (point de performance).

δ_y : Déplacement élastique (sans endommagement).

δ_u : Déplacement ultime (ruine totale).

Une corrélation entre l'indice de dommages D_I précédemment établi et l'état de dégradation structurelle, basée sur les degrés de dommages, est présentée dans le Tableau selon Park.

Tableau Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-16: Equivalence entre l'indice de dommages et l'état de dommages

Degrés de dommage	Indice de dommage	Etat de dommages
0	$D_I < 0,1$	Aucun dégât
1	$0,1 < D_I < 0,25$	Léger
2	$0,25 < D_I < 0,40$	Modéré
3	$0,40 < D_I < 1,00$	Important
4	$D_I > 1,00$	Ruine

Sens X-X:

$$D_I = \frac{0,044 - 0,0413}{0,151 - 0,0413} = 0,024$$

Sens Y-Y:

$$D_I = \frac{0,051 - 0,0637}{0,185 - 0,0637} = 0,10$$

Les résultats de l'état des dommages n'indiquent aucun dommage dans les deux sens (x-x et y-y), ce qui signifie une dégradation de la structure de classe 0.

4.2.3.8 Détermination du facteur de comportement

Le coefficient de comportement R est déterminé par la multiplication de trois facteurs : un facteur de ductilité, un facteur de réserve de résistance et un facteur de redondance. Sa formule est donc la suivante: (20)

$$R = R_\mu \cdot R_S \cdot R_R$$

R_μ : Facteur de ductilité.

R_S : Facteur de sur-résistance.

CHAPITRE 4 : ANALYSE STATIQUE NON LINEAIRE DU BATIMENT

R_R : Facteur de redondance

– *Le Facteur de sur-résistance R_S* :

Le facteur de sur-résistance R_S est défini comme le rapport de l'effort tranchant ultime à l'effort tranchant de dimensionnement :

Sens x-x:

$$R_S = \frac{V_u}{V_y} = \frac{7532,2036}{4772,8813} = 1,58$$

Sens y-y:

$$R_S = \frac{V_u}{V_y} = \frac{7417,9663}{4900,6782} = 1,51$$

– *Facteur de redondance R_R* :

Le facteur de redondance " R_R " tel que spécifié dans le RPA 2024 est exprimé par la relation :

$$R_R = \frac{1}{Q} = 1$$

– *Facteur de ductilité R_μ* :

La méthode de Newmark et Hall, l'approche la plus simple, établit le facteur de ductilité en fonction de la période de vibration (T) et de la ductilité (μ) de l'oscillateur.

$$\left\{ \begin{array}{ll} R_\mu = 1 & \text{Si } T < 0,003 \\ R_\mu = 2\mu - 1 & \text{Si } 0,2 < T < 0,5 \text{ s} \\ R_\mu = \mu \text{ Si } T > 0,5 \end{array} \right.$$

T : la période fondamentale de la structure.

Nous avons : $T = 0,886 > 0,5 \rightarrow R_\mu = \mu$

Sens x-x:

$$R_\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{0,151}{0,0413} = 3,65$$

Sens y-y:

$$R_\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{0,185}{0,0637} = 2,91$$

Tableau Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document. -17: Facteur de comportement

	R_μ	R_S	R_R	R
Sens x-x	3,65	1,58	1	5,77

CHAPITRE 4 : ANALYSE STATIQUE NON LINEAIRE DU BATIMENT

Sens y-y	2,91	1,51	1	4,4
-----------------	------	------	---	-----

Commentaires:

Nos résultats sur les facteurs de comportement de cette structure en béton armé, renforcée par des voiles, montrent des facteurs de ductilité élevés pour les deux directions (X-X et Y-Y). Nous avons également observé que le facteur de sur-résistance est inférieur en direction Y-Y par rapport à X-X. De plus les facteurs de comportement déterminés ne correspondent pas au coefficient de 4,5 donné par le RPA 2024. Ces observations nous amènent à conclure que la structure démontre une résistance plastique significative dans la direction X-X.

4.3 Conclusion

L'analyse Pushover est une méthode structurelle qui simule la réponse d'un bâtiment à une force statique progressive, révélant sa courbe de capacité. En évaluant les contraintes et les déplacements, elle permet de déterminer le point de performance et d'estimer ainsi les dommages potentiels. Cet outil puissant pour l'évaluations parasismique enrichit les méthodes classiques et aide à concevoir et renforcer des structures plus sûres face aux séismes.

CHAPITRE 5 : Calcul de ferraillage avec le point de performance

5.1 Introduction

Dans le contexte de la conception et de l'évaluation sismique des structures en béton armé, les méthodes d'analyse traditionnelles, basées sur des comportements linéaires, montrent rapidement leurs limites face à des sollicitations extrêmes. Pour pallier ces insuffisances, les approches non linéaires, en particulier l'analyse statique non linéaire ou méthode « pushover », se sont imposées comme des outils performants permettant de mieux appréhender la réponse réelle des structures.

L'objectif de ce chapitre est d'étudier le processus de calcul du ferrailage à partir des résultats obtenus par l'analyse pushover. Il s'agit d'établir un lien direct entre les performances sismiques attendues et le dimensionnement du béton armé, en tenant compte des non-linéarités matérielles et géométriques. Cette approche permet d'optimiser le ferrailage en fonction des besoins réels en ductilité et en résistance, tout en respectant les exigences normatives.

5.2 Calcul de Ferrailage

5.2.1 Détermination de la force sismique de chaque niveau avec l'effort tranchant de point de performance

$$V_x = 4377,825 \text{ KN}$$

$$V_y = 3576,58 \text{ KN}$$

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum W_j \times h_j}$$

Avec :

F_t : La force concentrée au sommet de la structure

$$F_t = 0.07T_0V$$

$$F_{tx} = 0.07 * 0.676 * 4377,825 = 207,16 \text{ KN}$$

$$F_{ty} = 0.07 * 0.676 * 3576,58 = 169,24 \text{ KN}$$

La répartition des efforts sismiques dans les deux directions, est représentée sur le tableau récapitulatif suivant :

<i>Etage</i>	<i>Hi(m)</i>	<i>Poids(KN)</i>	<i>F_{ix} (KN)</i>	<i>F_{iy} (KN)</i>
RDC	4,08	5547,5	216,98	177,27
1	7,14	5190,46	355,28	290,26
2	10,20	5065,65	495,34	404,68
3	13,26	4940,83	628,07	513,12
4	16,32	4890,13	765,08	625,06
5	19,38	4839,42	899,11	734,56
6	22,44	3773,02	811,67	663,12

5.2.2 Déplacement inter-étages avec l'effort tranchant de point de performance

$$\Delta_k < 0,75\%h_k$$

Sens X-X :

Niveaux	Avant l'analyse pushover			Après l'analyse pushover		h_k (cm)	0,75%	observation
	δ_{ek} (Cm)	δ_k (Cm)	$vk. \Delta_k$ (cm)	δ_k (cm)	$vk. \Delta_k$ (cm)			
6	1.46	6.57	0.38	2,8	0,15	306	2,30	Vérifiée
5	1.29	5.81	0.45	2,5	0,20	306	2,30	Vérifiée
4	1.09	4.91	0,52	2,1	0,20	306	2,30	Vérifiée
3	0.86	3.87	0,59	1,7	0,25	306	2,30	Vérifiée
2	0.60	2.7	0,54	1,2	0,25	306	2,30	Vérifiée
1	0.36	1.62	0.5	0,7	0,20	306	2,30	Vérifiée
RDC	0.14	0.63	0.32	0,3	0,15	408	3,06	Vérifiée

Sens Y-Y :

Niveaux	Avant l'analyse pushover			Après l'analyse pushover		h_k (cm)	0,75% h_k	Observation
	δ_{ek} (m)	δ_k (cm)	$vk. \Delta_k$ (cm)	δ_k (cm)	$v. \Delta_k$ (cm)			
6	1.69	7.61	0.45	2,7	0,15	306	2,30	Vérifiée
5	1.49	6.71	0,55	2,4	0,25	306	2,30	Vérifiée
4	1.25	5.62	0,61	1,9	0,20	306	2,30	Vérifiée
3	0.98	4.41	0,68	1,5	0,22	306	2,30	Vérifiée
2	0.68	3.06	0,61	1,07	0,33	306	2,30	Vérifiée
1	0.41	1.85	0,57	0,6	0,20	306	2,30	Vérifiée
RDC	0.16	0.72	0.36	0,2	0,10	408	3,06	Vérifiée

L'interprétation :

L'analyse pushover a permis une réduction significative des déplacements inter-étages dans les deux directions avec une vérification positive de la stabilité structurale à tous les niveaux. La structure montre une bonne résilience sismique ou comportement sous charges extrêmes après renforcement ou prise en compte non linéaire.

5.2.3 Les poteaux

– Sollicitations dans les poteaux:

Niveau	$N_{max}(MN)$	$M_{corr}(MN.m)$	$M_{max}(MN.m)$	$N_{corr}(MN)$
RDC, 1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	1,509	$0,226.10^{-3}$	0,149	0,108
3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	0,839	$0,386.10^{-3}$	0,097	0,082
5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage	0,411	$0,382.10^{-3}$	0,0609	$8,93.10^{-3}$

Tableau : Les sollicitations maximales

– Ferrailages des poteaux:

exemple de calcul le poteau de $(45 \times 45) \text{ cm}^2$

✓ **Ferrailages longitudinaux:**

Calcul d'excentricité:

- Cas à ELU : $N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$

$$a = b = 45 \text{ cm} ; d = 0,9h = 40.5 \text{ cm} ; d' = 0,1h = 4.5 \text{ cm}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}; \gamma_s = 1,15 ; \gamma_b = 1,5 ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.166 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ MPa}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,226.10^{-3}}{1,509} = 1,51.10^{-4} \text{ m}$$

$$e < \frac{h}{6} = 0.075 \text{ m}$$

$e < \frac{h}{6} \rightarrow$ on utilise le A_{min} pour le ferrailage

$$A_{min} = 1.0\% b \times h = 1.0\% 45 \times 45 = 20,25 \text{ cm}^2$$

Le choix : $A_2 = 8T20 = 25,13 \text{ cm}^2$

- Cas à état accidentelle : $M_{max} \rightarrow N_{correspondant}$

$$a = b = 45 \text{ cm} ; d = 0,9h = 40.5 \text{ cm} ; d' = 0,1h = 4.5 \text{ cm}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}; \gamma_s = 1,0 ; \gamma_b = 1,2 ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.2} = 17.71 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.0} = 400 \text{ MPa}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,149}{0,108} = 1,38 \text{ m}$$

$$e > \frac{h}{6} = 0,075 \text{ m}$$

$$e_a = e + \frac{h}{6} - d' = 1,41 \text{ m}$$

$$M_a = N_u \times e_a = 0,152 \text{ MN.m}$$

- La nature de la section : Domaine 2

$$N_u \times (d - d') - M_a = -0,113 \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{d'}{d}\right) \times b \times d^2 \times f_{bc} = 0,323$$

Donc la nature de la section est Partiellement comprimée avec armature inférieure tendue

- ELU :

$$\mu_u = \frac{M_A}{bd^2 f_{bc}} = 0,116$$

$$\mu_u < \mu_r = 0,379$$

$$\rightarrow A_2 = 0$$

- $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,155$
- $z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,379 \text{ m}$

$$\rightarrow A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_A}{z} \pm N_u \right) = 12,72 \text{ cm}^2$$

on utilise le A_{min} pour le ferrailage

$$A_{min} = 1,0\% b \times h = 20,25 \text{ cm}^2$$

On prend le choix : $A_1 = 8T20 = 25,13 \text{ cm}^2$

Niveau	Section	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A_{st} \text{ calculé} (\text{cm}^2)$	$A_{st} \text{ Choisis} (\text{cm}^2)$	
		1.0%		Choix	Section (cm^2)
RDC, 1^{er} et 2^{eme} étage	45 × 45	20,25	12,72	8T20	25,13
3^{eme} et 4^{eme} étage	35 × 35	12,25	6,53	8T16	16,08
5^{eme} et 6^{eme} étage	30 × 30	9	6,43	8T14	12,32

Tableau : Ferrailage longitudinal des poteaux

• **Ferrailage transversal :**

On calcule les armatures transversales des poteaux en utilisant la forme :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

➤ **Calcul de l'espacement des armatures transversales :**

D'après RPA2024:

$$t \leq \min\left(\frac{b_0}{3}; 10 \text{ cm}; 60\phi_1\right) \text{ la zone nodale}$$

$$t' \leq \min\left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi_1\right) \text{ zone courant}$$

➤ **Vérification des armatures transversales:**

La quantité d'armatures transversales minimales $\left(\frac{A_t}{t \times b_1}\right)$ est donnée comme suit :

exemple de calcul le poteau de (45 × 45) cm²

$$A_t(\text{min}) = 0.3\% \times t \times b_1$$

$$A_t(\text{min}) = 0.3\% \times 10 \times 45$$

$$A_t(\text{min}) = 1.35 \text{ cm}^2$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Etage	h(cm)	V(MN)	λg	ρ _a	t(cm)	t' (cm)	A _t (cm ²)	A _t (min) (cm ²)	Choix
RDC	45	0,0276	6,35	2,5	10	20	0,38	1,35	3Ø8
Etage1	45	0,0751	4,76	3,75	10	20	1,56	1,35	4Ø8
Etage2	45	0,093	4,76	3,75	10	20	1,94	1,35	4Ø8
Etage3	35	0,0535	6,12	2,5	10	15	0,95	1,05	3Ø8
Etage4	35	0,0624	6,12	2,5	10	15	1,11	1,05	3Ø8
Etage5	30	0,0347	7,14	2,5	10	10	0,72	0,9	3Ø8
Etage6	30	0,038	7,14	2,5	10	10	0,79	0,9	3Ø8

5.2.4 Les poutres

– **Sollicitations des poutres :**

Tableau : Les sollicitations maximales des poutres

	Niveaux	M _{appui} (MN.m)	M _{Travée} (MN.m)	V _{max} (MN)
Poutre principale de rive	RDC+étages Courants	0,129	0,119	0,117

Poutre principale intermédiaire	RDC+étages Courants	0,097	0,0407	0,083
Poutre secondaire de rive	RDC+étages Courants	0,138	0,156	0,128
Poutre secondaire intermédiaire	RDC+étages Courants	0,079	0,061	0,054

– **Ferraillage des poutres:**

Le calcul du ferraillage est détaillé pour une poutre principale de rive d'étage courant ,les autres poutres seront calculées de manière similaire.

• **Ferraillage longitudinale :**

Poutre de rive principale (30 × 35) cm²

- **EnTravée :**

➤ **Calcul à ELU :**

$$M_{umax} = 0,119MN.m$$

$$b=30\text{ cm} ; h=35\text{ cm} ; d=31.5\text{ cm} ; f_{c28} = 25\text{ Mpa} ;$$

$$f_e = 400\text{ Mpa} ;$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,119}{0.3 \times 0.315^2 \times 17.71} = 0.226$$

$$\mu_u < \mu_r = 0.379 \Rightarrow \text{simplearmatures}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$= 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.226}) = 0.325$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.315(1 - 0.4 \times 0.325) = 0.274\text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z\sigma_{st}} = \frac{0,119}{0,274 \times 400} = 10,86\text{ cm}^2$$

On prend A_{st} : 6T16 = 12,06 cm²

$$A_{min} = 0.5\%bh = \frac{0.5}{100} \times 30 \times 35 = 5.25\text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 4\%bh = \frac{4}{100} \times 30 \times 35 = 42\text{ cm}^2$$

$$A_{min} < A_{st} + A_{sc} < A_{max} \Rightarrow CV$$

➤ **Calcul à ELS :**

Simple armature $\Rightarrow A_{sc} = 0 \quad M_s = 0,0067 \text{ MN.m}$

$$x = n \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2bdA_{st}}{nA_{st}^2}} - 1 \right)$$

$$= 15 \times \frac{12.06}{30} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 30 \times 31.5 \times 12.06}{15 \times 12.06^2}} - 1 \right)$$

$$= 14.37 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{x^3}{3} + nA_{st}(d-x)^2$$

$$= 30 \times \frac{14.37^3}{3} + 15 \times 12.06(31.5 - 14.37)^2$$

$$= 82756,34 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{0.0067 \times 0.1437}{82756,34 \times 10^{-8}} = 1,16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{nM_s(x-d')}{I} = \frac{15 \times 0.0067(0.1437 - 0.035)}{82756,34 \times 10^{-8}} = 13.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{nM_s(d-x)}{I} = \frac{15 \times 0.0067(0,315 - 0.1437)}{82756,34 \times 10^{-8}} = 20.80 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266.66 ; 201.63) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sc}, \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} = 201.630 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\Rightarrow \text{ELS vérifiée}$$

- **Enappui :**

➤ **Calcul à ELU :**

$$M_{u\max} = 0.129 \text{ MN.m}$$

$$b=30 \text{ cm}; h=35 \text{ cm}; d=31.5 \text{ cm}; f_{c28} = 25 \text{ Mpa}; f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,129}{0.3 \times 0.315^2 \times 17.71} = 0.245$$

$$\mu_u < \mu_r = 0.379 \Rightarrow \text{simple armatures}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$= 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.245}) = 0.357$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.315(1 - 0.4 \times 0.357) = 0.27 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z\sigma_{st}} = \frac{0.129}{0.27 \times 400} = 11,94 \text{ cm}^2$$

On prend A_{st} : 6T16=12.06 cm^2

$$A_{min} < A_{st} + A_{sc} < A_{max} \Rightarrow CV$$

➤ **Calcul à ELS :**

Simple armature $\Rightarrow A_{sc} = 0$

$$M_s = 0.0159 \text{ MN.m}$$

$$x = n \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2bdA_{st}}{nA_{st}^2}} - 1 \right)$$

$$= 15 \times \frac{12.06}{30} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 30 \times 31.5 \times 12.06}{15 \times 12.06^2}} - 1 \right) = 14.37 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{x^3}{3} + nA_{st}(d - x)^2$$

$$= 30 \times \frac{14.37^3}{3} + 15 \times 12.06(31.5 - 14.37)^2$$

$$= 82756,34 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{0.0159 \times 0.1437}{82756,34 \times 10^{-8}} = 2.76 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ vérifiée

$$\sigma_{sc} = \frac{nM_s(x - d')}{I} = \frac{15 \times 0.0159(0.1437 - 0.035)}{82756,34 \times 10^{-8}} = 31,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{nM_s(d - x)}{I} = \frac{15 \times 0.0159(0.315 - 0.1437)}{82756,34 \times 10^{-8}} = 49.37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sc}, \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

\Rightarrow ELS vérifiée

• **Vérification au cisaillement:**

On doit vérifier la condition :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \tau_1$$

T_u : L'effort tranchant maximum.

$$T_{umax} = 0.117 \text{ MN}$$

$$\tau_1 = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 3.125 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{0.117}{0.3 \times 0.315} = 1.238 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_1 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Détermination des armatures transversales:**

$$\phi_t \leq \min\left(h/35; b/10; \phi_{lmin}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1; 3; 1.6)$$

$$\phi_t \leq 1 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

– **L'espacement des barres :**
(Selon le RPA2024)(15)

Zone nodale :

$$S \leq \min\left(h/4; 24\phi_t; 6\phi_{Lmin}; 17,5 \text{ cm}\right)$$

On prend $S=8 \text{ cm}$

Zone courante :

$$S' \leq \frac{h}{2}$$

On prend $S' = 15 \text{ cm}$

- **Ferraillages des poutres :**

Vous trouverez tous les calculs de ferrailage dans les tableaux suivants.

Tableau-18 : Ferraillages longitudinales des poutres

		M_{max} (MN.m)	$A_{st} \text{ calculé}$ (cm^2)	$A_{st} \text{ min}$ (cm^2)	$A_{st} \text{ choisi}$ (cm^2)
Niveaux	Poutre principale de rive (30 * 35)cm²				
Tous les niveaux	Appui	0,129	11,94	5,25	6T16
	Travée	0,119	10,86		6T16
Tous les niveaux	Poutre principale intermédiaire (30 * 35)cm²				
	Appui	0,097	8,57	5,25	6T12
Travée	0,0407	3,91	6T14		
Niveaux	Poutre secondaire de rive (30 * 35)cm²				

CHAPITRE 5 : CALCUL DE FERRAILLAGE AVEC LE POINT DE PERFORMANCE

<i>Tous les niveaux</i>	Appui	0,138	12,97	5,25	8T16
	Travée	0,156	15,12		8T16
<i>Niveaux</i>	<i>Poutre secondaire intermédiaire (30 * 35)cm²</i>				
<i>Tous les niveaux</i>	Appui	0,079	6,81	5,25	6T14
	Travée	0,061	5,16		6T12

Tableau-19: Vérification de l'effort tranchant et l'espacement des armatures transversales

	$T_{u\max}$ (KN)	τ_u (MPa)	$\tau_u < \tau_l$ (MPa)	ϕ (mm)	S (cm)	S' (cm)
<i>Niveaux</i>	<i>Poutre principale de rive (30 * 35)cm²</i>					
<i>Tous les niveaux</i>	0,117	1,23	CV	8	8	15
<i>Niveaux</i>	<i>Poutre principale intermédiaire (30 * 35)cm²</i>					
<i>Tous les niveaux</i>	0,083	0,87	CV	8	7	15
<i>Niveaux</i>	<i>Poutre secondaire de rive (30 * 35)cm²</i>					
<i>Tous les niveaux</i>	0,128	1,35	CV	8	8	15
<i>Niveaux</i>	<i>Poutre secondaire intermédiaire (30 * 35)cm²</i>					
<i>Tous les niveaux</i>	0,054	0,57	CV	8	7	15

5.2.5 Les voiles

– Détermination des sollicitations

Tableau-20: Récapitulatif des résultats des voiles (N, M)

<i>voile</i>	<i>e(m)</i>	<i>L(m)</i>	N_{\max} (MN)	M_{corr} (MN.m)	M_{\max} (MN.m)	N_{corr} (MN)	V_{\max} (MN)

CHAPITRE 5 : CALCUL DE FERRAILLAGE AVEC LE POINT DE PERFORMANCE

Sens X-X	0,2	2	3,202	$1,96.10^{-3}$	$6,99.10^{-3}$	0,317	$17,06.10^{-3}$
Sens Y-Y	0,2	2	3,04	$2,04.10^{-3}$	$7,605.10^{-3}$	0,744	$21,36.10^{-3}$

– Calcul de ferrailage

- Calcul de ferrailage vertical et horizontal :

Exemple de calcul sens x-x état accidentelle: $N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$

$$N = 3,202 \text{ MN}$$

$$M = 1,96.10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,0 ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{MV}{I}$$

avec :

$$V = \frac{h}{2} = \frac{3,06 - 0,2}{2} = 1,43 \text{ m}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,2 \times 2^3}{12} = 0,133 \text{ m}^4$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{MV}{I} = 8,026 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{MV}{I} = 7,084 \text{ MPa}$$

$\sigma_1; \sigma_2 > 0$ La section est entièrement comprimée

Puisque la section du voile est en compression et que le béton résiste bien, l'armature en acier sera celle requise par le RPA (le ferrailage minimum).

$$A_{min} = 0,15\%b \times L = 6 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Justification de la stabilité et de la résistance :**

$$N_{ulimt} = \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \times \gamma_s} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$\text{avec : } B_r = I_w [a - 2cm] = 2[0,2 - 0,002] = 0,36 \text{ m}^2$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30}\right)^2} \text{ Si } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2} \text{ Si } 50 < \lambda < 80$$

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{\vartheta} = \frac{0,7 \times 2,85 \sqrt{12}}{0,2} = 34,554 < 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{34,554}{30} \right)^2} = 0,6717$$

$$N_{ultim} = 5,758 \text{ MN}$$

On déduit la contrainte ultime :

$$\sigma_{ultim} = \frac{N_{ultim}}{\alpha \times I_W} = 14,395 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 8,0155 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ultim} > \sigma_{moy}$$

Il est nécessaire d'effectuer les deux vérifications aux niveaux I et II du mur :

Section I-I à mi-hauteur d'étage $\sigma_u \leq \sigma_{ultim}$

$$\sigma_u = \frac{N_u}{\alpha \times I_W} = 8,005 \text{ MPa} \quad \rightarrow \sigma_u \leq \sigma_{ultim} \dots \dots \dots CV$$

Section II-II sous le plancher haut d'étage : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{ultim}}{\alpha}$

$$\frac{\sigma_{ultim}}{\alpha} = 71,975$$

$$\sigma_u = 8,005 \leq \frac{\sigma_{ultim}}{\alpha} \dots \dots \dots CV$$

✓ **Ferraillage vertical :**

$$A_{sv} \geq \rho_v d \alpha$$

$$\rho_v = \max \left[0,001; 0,0015 \times \frac{400 \times \theta}{f_e} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{ultim}} - 1 \right) \right]$$

$$\theta = 1,4 \quad \text{Pour un voile de rive}$$

$$\rho_v = 0,0014$$

$$A_{sv} \geq \rho_v d \alpha = 5,052 \text{ cm}^2$$

Le choix pour une seule face de voile :

$$\text{On prend : } 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement de **25cm**

✓ **Ferraillage horizontal :**

$$\text{Selon RPA 2024 On a : } AH_{min} = 0,15\% bL$$

CHAPITRE 5 : CALCUL DE FERRAILLAGE AVEC LE POINT DE PERFORMANCE

$$A_t \geq 0,15\%100 \times 20 \dots \dots \dots \text{Calcul pour } 1\text{ml}$$

$$A_t \geq 3\text{cm}^2$$

On adopte un diamètre **D = 10 mm**

$$A_{sh} \geq \rho_v 100\alpha$$

$$\rho_v \geq \max\left[\frac{2}{3} \times \rho_v \text{max}; 0,001\right]$$

$\rho_v \text{max}$: %vertical des armatures verticales de la bande la plus armée

$$\rho_v \text{max} = \frac{6,79}{(1 \times 0,2)100} = 0,34\%$$

$$\rho_v \geq 0,226$$

$$A_{sh} \geq \frac{0,226}{100} \times 100 \times 20 = 4,52$$

Le choix : On prend : 5T12 = 5,65cm²

Avec un espacement de **15cm**

✓ **Calcul d'espacement :**

Selon **RPA2024** on a :

$$S < \min(15b_w; 25 \text{ cm})$$

$$S < \min(300; 25 \text{ cm})$$

$$S = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Zone nodale : } l = \frac{l}{10} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S'_t = \frac{S_t}{2} = 12,5 \text{ cm}$$

$$S'_t = 15 \text{ cm}$$

✓ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$\tau \leq \tau_b$$

$$\tau = 0,2f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b \times d}$$

$$V = 1,4V_{\text{max}}$$

$$\tau = 0,0322 \leq \tau_b = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Tableau-21: Ferrailage des voiles

Sens	Ferrailage vertical	Armature de	Ferrailage horizontal
------	---------------------	-------------	-----------------------

				répartition			
	<i>Acalculé</i> (<i>cm</i> ²)	<i>Achoisi</i> (<i>cm</i> ²)	<i>S_t</i> (<i>cm</i>)	<i>A_r</i> (<i>cm</i> ²)	<i>Acalculé</i> (<i>cm</i> ²)	<i>Achoisi</i> (<i>cm</i> ²)	<i>S_t</i> (<i>cm</i>)
X-X	5,052	6T12	25	6Ø8	4,52	5T12	15
Y-Y	4,41	4T12	25	6Ø8	3,06	3T12	15

5.3 Comparaison de ferrailage avant et après l'analyse pushover

➤ Ferrailage des poteaux

	Avant l'analyse pushover			Après l'analyse pushover	
	<i>A_{st} calculé</i> (<i>cm</i> ²)	<i>A_{st} Choisis</i> (<i>cm</i> ²)		<i>A_{st} calculé</i> (<i>cm</i> ²)	Choix
		Choix	Section(<i>cm</i> ²)		
<i>RDC, 1^{er} et 2^{eme} étage</i>	3,48	8T20	25,13	12,72	8T20
<i>3^{eme} et 4^{eme} étage</i>	3,51	8T16	16,08	6,53	8T16
<i>5^{eme} et 6^{eme} étage</i>	3,74	8T14	12,32	6,43	8T14

✓ L'interprétation :

L'analyse pushover n'a pas fondamentalement changé le type de ferrailage, mais elle a conduit à un renforcement localisé (ajouts de sections) dans certaines zones critiques.

Cela signifie que le dimensionnement initial était globalement adapté, mais des zones spécifiques ont été identifiées comme nécessitant un supplément d'armature pour satisfaire aux exigences de ductilité ou de résistance après une analyse non-linéaire (pushover).

➤ **Ferraillage des poutres**

		Avant l'analyse pushover	Après l'analyse pushover
		$A_{st\text{choisi}}(\text{cm}^2)$	
<i>Niveaux</i>		<i>Poutre principale de rive (30 * 35)cm²</i>	
<i>Tous les niveaux</i>	Appui	6T16	6T16
	Travée	6T16	6T16
		<i>Poutre principale intermédiaire (30 * 35)cm²</i>	
<i>Tous les niveaux</i>	Appui	6T12	6T12
	Travée	6T12	6T12
<i>Niveaux</i>		<i>Poutre secondaire de rive (30 * 35)cm²</i>	
<i>Tous les niveaux</i>	Appui	6T16	6T16
	Travée	6T16	6T16
<i>Niveaux</i>		<i>Poutre secondaire intermédiaire (30 * 35)cm²</i>	
<i>Tous les niveaux</i>	Appui	6T12	6T12
	Travée	6T12	6T12

✓ **L'interprétation :**

Le ferraillage reste strictement identique avant et après l'analyse pushover pour toutes les poutres.

Cela signifie que la structure étudiée a été conçue de manière robuste dès le départ, capable de résister aux sollicitations sismiques simulées par le pushover sans nécessiter de renforcement

➤ **Ferraillage des voiles**

Ferraillage après pushover

	Ferrailage vertical			Armature de répartition	Ferrailage horizontal		
	<i>Acalculé (cm²)</i>	<i>Achoisi (cm²)</i>	<i>S_t (cm)</i>		<i>Acalculé (cm²)</i>	<i>Achoisi (cm²)</i>	<i>S_t (cm)</i>
X-X	5,052	6T12	25	6Ø8	4,52	5T12	15
Y-Y	4,41	4T12	25	6Ø8	3,06	3T12	15

Ferrailage avant pushover							
Sens	Ferrailage vertical			Armature de répartition	Ferrailage horizontal		
	<i>Acalculé (cm²)</i>	<i>Achoisi (cm²)</i>	<i>S_t (cm)</i>		<i>Acalculé (cm²)</i>	<i>Achoisi (cm²)</i>	<i>S_t (cm)</i>
X-X	3,6	4T12	25	6Ø8	3,06	3T12	15
Y-Y	3,6	4T12	25	6Ø8	3,06	3T12	15

✓ **L'interprétation :**

La principale observation est l'augmentation du renforcement nécessaire après l'analyse de la poussée, en particulier pour le renforcement vertical et horizontal dans la direction X-X. Dans la direction Y-Y, la conception initiale était adéquate pour résister aux forces simulées par l'analyse de la poussée.

5.4 Conclusion

En résumé, l'analyse pushover a généralement conduit à une augmentation du renforcement calculé requis, en particulier pour les éléments verticaux et horizontaux dans la direction X-X, nécessitant une augmentation correspondante du renforcement choisi pour répondre aux exigences de la performance sismique ou d'autres charges latérales. Il s'agit d'un résultat courant de l'analyse non linéaire telle que la méthode pushover, qui fournit une évaluation plus réaliste du comportement structurel dans des conditions de charge extrêmes.

CONCLUSION GENERALE

Les séismes constituent depuis toujours l'un des fléaux naturels les plus dévastateurs : leur survenue soudaine, l'ampleur des pertes humaines et matérielles qu'ils engendrent et la difficulté d'en prévoir l'occurrence marquent durablement les sociétés exposées. En zone sismique, la prévention la plus fiable demeure une conception et une réalisation parasismiques rigoureuses. À cet égard, l'analyse statique non linéaire — ou **analyse *pushover*** — s'impose comme un outil performant permettant aux ingénieurs :

- d'évaluer de manière réaliste le comportement sismique des structures neuves ;
- d'identifier la vulnérabilité et les points faibles des ouvrages existants.

Les résultats obtenus dans le cadre de cette étude conduisent aux enseignements essentiels suivants :

1. **Efficacité de la méthode**

L'analyse *pushover* se révèle adaptée et précise pour appréhender le comportement non linéaire des constructions en béton armé sous sollicitation sismique.

2. **Identification des mécanismes de ruine**

La procédure permet de localiser et de suivre la formation des rotules plastiques, d'en apprécier les niveaux de performance et d'examiner leur évolution au fil des étapes de chargement. Cette lecture directe du scénario d'endommagement facilite le repérage des zones les plus fragiles du bâtiment.

3. **Aide à la décision pour le renforcement**

En mettant en évidence le degré de dommage potentiel et la charge réelle de ruine, l'analyse *pushover* fournit une base rationnelle pour dimensionner ou optimiser les solutions de renforcement sismique.

4. **Perspectives normatives**

Les résultats encouragent l'intégration des concepts issus de la méthode *pushover* dans les futures éditions du règlement parasismique algérien. L'objectif est de proposer une démarche à la fois accessible aux praticiens et fidèle aux exigences de performance, afin de rehausser durablement la résilience du parc bâti national

1. Eurocode 8. *Design of structures for earthquake resistance — Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings* ., 1998-1:2004.
2. **AJCE**, vol 37, No. Special Issue - RUGC 2019 Sophia Antipolis. 2019.
3. **Krawinkler**. Pushover Analysis. 1996.
4. **OĞUZ, SERMİN**. EVALUATION OF PUSHOVER ANALYSIS PROCEDURES. APRIL 2005.
5. **Hamadamin, Sangar Saud**. Analyse de poussée et analyse dynamique. Octobre 2014.
6. **Mohammed and MEDJERAB**. Modélisation Parasismique Des Structures En Béton Armé ; Mémoire Magister Université Mohamed Khider – Biskra. (2012).
7. **Krawinkler, Helmut**. Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation. 1998.
8. **Aghiles, BELKHEIR Mohammed**. Influence de la disposition des voiles sur la performance sismique des structures mixtes . 2012.
9. **Malika, BELHOCINE and Idiri, Ep** :. thèse de doctorat.Evaluation du comportement non linéaire des structures en béton armé vis-à-vis des sollicitations sismiques. 2023.
10. **Mehdi, ZAHZOUH Abdelkader -ZENASNI Ismail**. Analyse statique non lineaire d'un batiment R+12 en beton arme. *Mémoire d'obtention du diplôme de MASTER en Génie civil Option : STRUCTURES*. 2020.
11. PUSHOVER ANALYSIS FOR SEISMIC ASSESSMENT AND DESIGN OF STRUCTURES. October 2008.
12. **ABDESSLAM**.INTRODUCTION GÉNÉRALE. 2010.
13. ATC40,Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings . 1996.
14. FEMA 356; PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS. NOVEMBER 2000.
15. Document Technique Réglementaire D.T.R. - B.C. 2.48 Règles Parasismiques Algériennes . 2024.
16. Document technique réglementaire DTR B.C . 2.2, Charges permanentes et charges d'exploitation .
17. Règle technique de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites-BAEL 91 révisé 99. 1991.
18. *EVALUATION OF PUSHOVER ANALYSIS PROCEDURES*. **OĞUZ, SERMİN**. 2005.

RÉFÉRENCE BIBLIOGRAPHIQUE

19. *SAP 2000 V14, Structures Analysis Program : A Detailed Tutorial Including*. University Ave. Berkely, California : s.n., 1995.

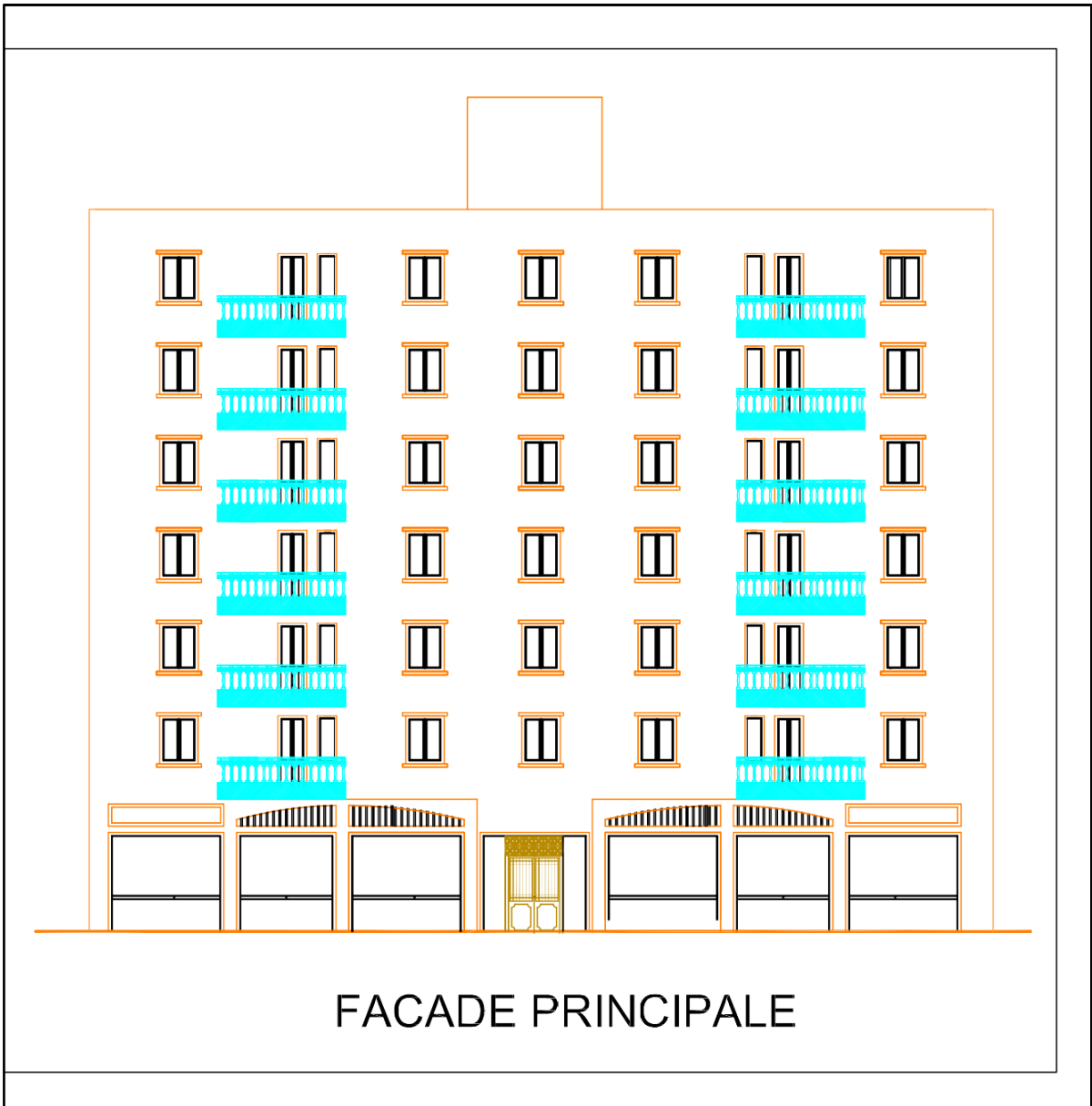
20. *COMPARATIVE STUDY BETWEEN THE PUSHOVER ANALYSIS AND*. **M.all, Abdelhak. Z. Hamane**. 2020.

21. FEMA 273; NEHRP GUIDELINES FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS. octobre1997.

22. D.T.R- B.C 2-41 Règles de conception et de calcul des structures en béton armé, document technique réglementaire . 1993.

23. BAEL Règle technique de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites. 1991.

24. Règlement Parasismique Algérien, document technique réglementaire B.C 2-48, Modificatifs et compléments aux RPA 99, révision 2003. 1999.



FACADE PRINCIPALE

PLAN DE RDC

