

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf -Mila
Institut des Sciences et de Technologie
Département de Génie civil et Hydraulique



N°Ref :.....

Projet de Fin d'Etude préparé en vue de l'obtention du diplôme
de Master
Spécialité : GÉNIE CIVIL (Structure)

Influence de la période fondamentale sur le dimensionnement
parasismique et la performance sismique des bâtiments en
béton armé

Présenté par :

- BOUCHELOUR DOUNYA

- BOUDEFER YOUSRA

Soutenu devant le jury :

Mr. BENZAID Mehdi

Président

Mr. RABEHI Moustefa

Examineur

Mr. GUETTICHE Abdelheq

Promoteur

Année universitaire : 2023/2024

Remerciement

En tout premier lieu, je remercie le bon dieu pour m'aider à aboutir ce travail, en suite je tiens à adresser mes sincères remerciements et notre grand respect à **Dr. GUETTICHE ABDELHEQ** l'encadreur de ce mémoire, pour m'avoir soutenu et guidé tout au long de ce mémoire. Je le remercie particulièrement pour la confiance qu'il m'a accordée, pour sa rigueur scientifique, pour sa patience et pour ses conseils judicieux qui ont contribué à la réalisation et à l'accomplissement de ce travail.

Nous saisissons également cette opportunité pour remercier tous les membres du jury d'avoir accepté de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur d'état en Génie Civil.

A tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.

المخلص

تتناول هذه الدراسة تأثير تقديرات الدور الأساسي على تصميم الأداء الزلزالي للأبنية الخرسانية المسلحة. تم تحليل العديد من الصيغ التجريبية من القوانين الزلزالية الدولية (ASCE, EC8)، بما في ذلك التنظيم الزلزالي الجزائري (RPA2003). تنظر الدراسة الى مبان تتالف من أربعة وثمانية طوابق لتقييم تأثير طرق تقدير الدور المختلفة على القوى الزلزالية وتصميم الهياكل. تم تطبيق تحليل غير خطي (Push-over) لتقييم الأداء الزلزالي، مما يكشف عن اختلافات كبيرة في حسابات القوى الزلزالية ويبرز أهمية التقدير الدقيق للدور الأساسي. توصي النتائج بدمج اساليب متقدمة مثل تحليل Push-over في القوانين الزلزالية لتعزيز دقة وسلامة التصميم.

الكلمات المفتاحية: الدور الأساسي، الأداء الزلزالي، هيكل ذاتي الدعم، طريقة الدفع التدريجي، ايتابس، ساب 2000

Abstract

This study investigates the influence of fundamental period estimations on the seismic design and performance of reinforced concrete buildings. Various empirical formulas from international seismic codes, including the Algerian seismic regulation (RPA 2003), Eurocode 8, and ASCE 7-22, are analyzed.

The research considers structures of four and eight stories to assess the impact of different period estimation methods on seismic forces and structural design. A nonlinear static analysis (Push-over) is applied to evaluate seismic performance, revealing significant differences in seismic force calculations and highlighting the importance of precise fundamental period estimation. The findings advocate for integrating advanced methods like the Push-over analysis into seismic codes to enhance design accuracy and safety.

Keywords : Fundamental period, Seismic performance, Moment resistant frames structure, Push-over method, Etabs ,Sap 2000

RESUME :

Cette étude examine l'influence des estimations de la période fondamentale sur le dimensionnement et la performance sismique des bâtiments en béton armé. Diverses formules empiriques des codes parasismiques internationaux, y compris le règlement parasismique algérien (RPA 2003), l'Eurocode 8 et l'ASCE 7-22, sont analysées.

La recherche considère des structures de quatre et huit étages pour évaluer l'impact des différentes méthodes d'estimation de la période sur les forces sismiques et le dimensionnement des structures. Une analyse statique non linéaire (Push-over) est appliquée pour évaluer la performance sismique, révélant des différences significatives dans les calculs de forces sismiques et soulignant l'importance d'une estimation précise de la période fondamentale. Les résultats préconisent l'intégration de méthodes avancées comme l'analyse Push-over dans les codes parasismiques pour améliorer la précision et la sécurité du dimensionnement.

Mots-clés : Périodes fondamentales, Performance sismiques, structure auto-stable, méthode Push-over, Etabs, Sap 2000

Sommaire

Liste des figures	1
Liste des tableaux	1
Liste des symboles.....	1
Introduction générale	1
Chapitre 1 : Revue des différents codes parasismiques	3
1.1 Introduction.....	4
1.2 Calcul de la période selon le RPA 99 version 2003.....	4
1.3 Calcul de la période selon l’Euro code 8.....	5
1.4 Calcul de la période propre selon le code Américain ASCE 7-22.....	6
1.5 Récapitulatif des formules empiriques exposées dans ce chapitre	8
1.6 Conclusion.....	8
Chapitre 2 : Impact des périodes propres fondamentales sur le dimensionnement Parasismique des bâtiments.....	10
2.1 Introduction	11
2.2 Présentation et description des structures.....	12
2.2.1 Caractéristiques géométriques	12
2.3 Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	15
2.4 Pré dimensionnement	15
2.4.1 Pré dimensionnement du plancher	15
2.4.2 Pré dimensionnement des Dalle pleines	19
2.4.2.1 Plancher à dalle pleine	19
2.4.2.2 Pré dimensionnement des balcons.....	21
2.4.3 Pré dimensionnement des poutres	22
2.4.3.1 Poutres principales.....	22
2.4.3.2 Poutres secondaires.....	22
2.4.4 Pré dimensionnement des escaliers.....	23
2.4.5 Pré dimensionnement des poteaux.....	24
2.4.6 La maçonnerie.....	25
2.4.7 Evaluation des charges et surcharges	26
2.4.8 Descente de charges.....	27
2.4.9 Loi de dégression (DTRB.C 2.2)	27
2.4.10 Récapitulatif du pré dimensionnements	32
2.5 Charges sismiques.....	32
2.5.1 Aperçu sur la méthode statique équivalente présentée dans le RPA 99/V 2003.....	33
2.5.2 Application de la méthode sur les bâtiments.....	37
2.5.2.1 Modélisation.....	37
2.5.2.2 Calcul des forces sismiques totales à la base.....	37
2.5.2.3 Distribution des résultantes des forces selon la hauteur.....	38
2.5.2.4 Comparaison entre les efforts tranchants de niveau « V_K ».....	40
2.5.2.5 Diagrammes des efforts tranchants de niveau « V_K ».....	41
2.6 Vérification aux exigences du RPA 99/ V 2003.....	42
2.6.1 Vérification de l’effort normale réduit.....	42
2.6.2 Justification vis à vis des déformations.....	42
2.6.3 Justification vis à vis de l’effet P- Δ	45
2.7 Ferrailage des éléments structuraux des bâtiments étudiés.....	48

2.7.1	Ferraillage des poteaux	48
2.7.1.1	Les recommandations du RPA 99/2003.....	49
2.7.1.2	Sollicitation de calcul.....	51
2.7.1.3	Vérifications.....	57
2.7.2	Ferraillage des poutres.....	59
2.7.2.1	Recommandation du RPA 99/2003.....	59
2.7.2.1.1	Armatures longitudinales :(RPA A.7.5.2.1).....	60
2.7.2.1.2	Armatures transversales :(RPA.V2003).....	60
2.7.2.1.1	Poutre principale P.P (35 X 45).....	61
2.7.2.1.2	Poutre secondaire P.S (35 X 40).....	63
2.7.3	Vérifications.....	66
2.7.3.1	Poutre principale	66
2.7.3.2	Poutre secondaire.....	68
2.8	Vérification des zones nodales.....	70
2.9	Conclusions.....	71
	Chapitre3 : Méthode Statique non linéaire (PUSH-OVER).....	72
3.1.	Introduction.....	73
3.2.	Principes de la méthode push-over.....	73
3.3.	Étapes de l'analyse push-over	74
3.3.1.	Transformation du système à plusieurs degrés de liberté à un système équivalent à un SDL.....	74
3.3.2.	Conversion de la courbe de capacité en spectre de capacité.....	76
3.3.3.	Conversion du spectre de la demande au format accélération – déplacement.....	77
3.3.4.	Point de performance	78
3.3.5.	Les Rotules Plastiques	79
3.4.	L'analyse push-over.....	80
3.4.1.	Modélisation par SAP 2000V24.....	80
3.4.2.	Exécution de l'analyse push-over par SAP 2000 V24.....	80
3.4.2.1.	Définition du comportement non linéaire des éléments.....	81
3.4.2.2.	Définition des rotules plastiques	81
3.4.2.3	Définition du chargement de l'analyse Push- over.....	82
3.5.	Résultats de l'analyse push-over.....	85
3.5.1.	Courbe de capacité de la structure (V-D).....	85

3.5.2.	Détermination du point de performance du système équivalent (S_a - S_d) par Courbe de capacité spectrale (ATC 40).....	88
3.5.3.	Représentation bilinéaire de la courbe de capacité (push x)	89
3.5.3. 1.	La rigidité initiale	90
3.5.3. 2.	La rigidité adoucie	90
3.5.3. 3.	Raideur de la structure au point de performance (K_p) et indicateur de dégradation global de la structure (I_d).....	90
3.5.3. 4.	Degré de dommage.....	91
3.5.3. 5.	Demande en ductilité (μ_p)	92
3.5.4	Rotules Plastiques.....	92
3.6.	Effet de la zone sismique sur la performance de la structure	95
3.7.	Comparaison entre les points de performance et les 3 codes	96
3.8.	Conclusion.....	100
	Conclusion générale.....	102

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE 2: Impact des périodes propres fondamentales sur le dimensionnement parasismique des bâtiments.

Figure.2.1	Coupe en élévation du bâtiment	13
Figure.2.2	Dimensions en élévation (exemple bâtiment R+4).....	14
Figure.2.3	Vue en plan du rez-de-chaussée.....	14
Figure.2.4	Vue en plan d étage 1,2 ,3.....	15
Figure.2.5	Les éléments principaux d'un plancher à corps creux.....	16
Figure.2.6	Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	17
Figure.2.7	Sens de disposition des poutrelles avec les poutres principales et les poutres de chainage.....	17
Figure.2.8	schéma d'une section en T.....	18
Figure.2.9	Dimensions de la section en T.....	19
Figure.2.10	Dalle sur 3 appuis.....	20
Figure.2.11	Dalle sur 3 appuis.....	20
Figure.2.12	Dalle sur 3 appuis.....	21
Figure.2.13	Dalle sur 3 appuis.....	21
Figure.2.14	Composition d'un escalier.....	23
Figure.2.15	Schéma représentatif de l'escalier.....	23
Figure.2.16	Hauteur libre de poteaux d'étage.....	25
Figure.2.17	Coupe transversale d'un mur intérieur et extérieur.....	26
Figure.2.18	Schéma de l'acrotère.....	27
Figure.2.19	Emplacement du poteau le plus sollicité (sur la plan).....	28
Figure.2.20	Schéma de poteau la plus sollicité (surface afférente).....	29
Figure.2.21	Distribution de la résultante des forces sur les différents niveaux.....	36
Figure.2.22	Diagrammes des efforts tranchants de niveau du bâtiment en (R+4).....	41
Figure.2.23	Diagrammes des efforts tranchants de niveau du bâtiment en (R+8).....	41
Figure.2.24	Schéma de ferrailage des poteaux RDC à 4 ^{eme} étage.....	59

Figure.2.25	Schéma de ferrailage des poutres principales.....	69
Figure.2.26	Schéma de ferrailage des poutres secondaire.....	69

CHAPITRE 3: Présentation de l'analyse Push-over

Figure.3.1	Loi de comportement (Force-Déformation) et niveaux de dommages.....	73
Figure.3.2	Schéma conceptuel d'estimation de dommages utilisant la méthode du spectre de capacité.....	74
Figure.3.3	diagramme conceptuel pour la transformation de système à plusieurs degrés de liberté au système à un seul degré de liberté.....	75
Figure.3.4	Conversion de la courbe de capacité en spectre de capacité.....	76
Figure.3.5	Transformation ADRS du spectre de réponse.....	77
Figure.3.6	Spectres élastique et inélastique et le diagramme de capacité....	78
Figure.3.7	Point de performance correspondant au point d'intersection de la demande et de la capacité.....	79
Figure.3.8	Plastification de la structure (les rotules plastiques).....	79
Figure.3.9	les étapes de définition de ferrailage des poutres et poteaux.....	81
Figure.3.10	Définition des rotules plastiques pour les poteaux (hinges).....	81
Figure.3.11	Définition des rotules plastiques pour les poutres (hinges).....	82
Figure.3.12	Définition du chargement de l'analyse push-over sous charges gravitaires.....	83
Figure.3.13	Définition du comportement non linéaire des éléments sous charges horizontales...	83
Figure.3.14	Définition du chargement de l'analyse push-over (Sens XX).....	84
Figure.3.15	Exécution de l'analyse de Push-over.....	84
Figure.3.16	courbe de push- over de la structure selon xx et yy.....	85
Figure.3.17	Courbe de capacité de la structure selon X et Y.....	86
Figure.3.18	Détermination du point de performance selon le logiciel (PUSH X et PUSHY)	89
Figure.3.19	Représentation bilinéaire selon les deux directions.....	89
Figure.3.20	Développement des rotules plastiques obtenues par SAP2000 V24 sens x x	93
Figure.3.21	Développement des rotules plastiques obtenues par SAP2000 V24 sens y y	94
Figure.3.22	Comparaison entre les point de performance et les 3 code sens xx.....	96
Figure.3.23	Comparaison entre les point de performance et les 3 code sens yy.....	97

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE 1 : Revue des différents codes parasismiques

Tableau.1.1	Valeurs du coefficient C_t	4
Tableau.1.2	Valeurs des paramètres C_t et α	7
Tableau.1.3	Formules empiriques proposées par les codes parasismiques.....	8

CHAPITRE 2: Impact des périodes propres fondamentales sur le dimensionnement parasismique des bâtiments.

Tableau.2.1	Les différentes sections de poteau.....	29
Tableau.2.2	La descente de charge de poteau.....	30
Tableau.2.3	Résultats des vérifications au flambement.....	31
Tableau.2.4	Forces sismiques totales à la base du bâtiment en (R+4).....	37
Tableau.2.5	Forces sismiques totales à la base du bâtiment en (R+8).....	37
Tableau.2.6	Forces sismiques et efforts tranchants de niveau du bâtiment R+4 (sens x-x)	38
Tableau.2.7	Forces sismiques et efforts tranchants de niveau du bâtiment R+4 (sens y-y)	38
Tableau.2.8	Forces sismiques et efforts tranchants de niveau du bâtiment (R+8) (sens x-x)	39
Tableau.2.9	Forces sismiques et efforts tranchants de niveau du bâtiment (R+8) (sens y-y)	39
Tableau.2.10	Comparaison entre les efforts tranchants de niveau « V_K » (bâtiment R+4).....	40
Tableau.2.11	Comparaison entre les efforts tranchants de niveau « V_K » (bâtiment R+8).....	40
Tableau.2.12	Vérification de l'effort normal réduit pour le bâtiment en (R+4).....	42
Tableau.2.13	Vérification de l'effort normal réduit pour le bâtiment en (R+8).....	42
Tableau.2.14	Vérification des déplacements relatifs du bâtiment en (R+4) cas d'étude par la formule RPA	43
Tableau.2.15	Vérification des déplacements relatifs du bâtiment en (R+4) obtenus dans le cas d'étude par la formule de l'Eurocode 8.....	43
Tableau.2.16	Vérification des déplacements relatifs du bâtiment en (R+4) obtenus dans le cas d'étude par la formule d'ASCE 7-22	43
Tableau.2.17	Vérification des déplacements relatifs du bâtiment en (R+8) obtenus dans le cas d'étude par la formule RPA.....	44

Tableau.2.18	Vérification des déplacements relatifs du bâtiment en (R+8) obtenus dans le cas d'étude par la formule de l'Eurocode 8.....	44
Tableau.2.19	Vérification des déplacements relatifs du bâtiment en (R+8) obtenus dans le cas d'étude par la formule d'ASCE722.....	45
Tableau.2.20	Vérification de l'effet P- Δ pour le bâtiment en (R+4) dans le cas d'étude par la formule RPA.....	46
Tableau.2.21	Vérification de l'effet P- Δ pour le bâtiment en (R+4) dans le cas d'étude par la formule de l'Eurocode 8.....	46
Tableau.2.22	Vérification de l'effet P- Δ pour le bâtiment en (R+4) dans le cas d'étude par la formule d'ASCE 7-22.....	46
Tableau.2.23	Vérification de l'effet P- Δ pour le bâtiment en (R+8) dans le cas d'étude par la formule RPA	47
Tableau.2.24	Vérification de l'effet P- Δ pour le bâtiment en (R+8) dans le cas d'étude par la formule de l'Eurocode 8.....	47
Tableau.2.25	Vérification de l'effet P- Δ pour le bâtiment en (R+8) dans le cas d'étude par la formule d'ASCE 7-22.....	48
Tableau.2.26	Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	50
Tableau.2.27	Sollicitations dans les poteaux.....	51
Tableau.2.28	Ferraillage longitudinal des poteaux.....	56
Tableau.2.29	Sections des armatures transversales.....	57
Tableau.2.30	vérification au flambement.....	58
Tableau.2.31	Vérification aux sollicitations tangentielles.....	58
Tableau.2.32	Sollicitations de la poutre principale.....	61
Tableau.2.33	Tableau récapitulatif de la poutre principale.....	62
Tableau.2.34	Sollicitations de la poutre secondaire.....	64
Tableau.2.35	récapitulatif de la poutre secondaire.....	65
Tableau.2.36	récapitulatif des poutres.....	66
Tableau.2.37	Vérification des contraintes (PP) à l'ELS.....	67
Tableau.2.38	Vérification de la compression du béton.....	67
Tableau.2.39	Vérification des conditions de la flèche des PP.....	67
Tableau.2.40	Vérification des contraintes (PS) à l'ELS.....	68

Tableau.2.41	Vérification de la compression du béton.....	68
Tableau.2.42	Vérification des conditions de la flèche des PS.....	68
Tableau.2.43	Vérification des zones nodales du bâtiment en (R+4).....	70

CHAPITRE 3: Présentation de l'analyse Push-over

Tableau.3.1	L'effort tranchant en fonction du déplacement selon x-x et y-y	86
Tableau.3.2	La capacité spectrale de la structure selon x-x.....	87
Tableau.3.3	La capacité spectrale de la structure selon y-y.....	88
Tableau.3.4	Limites élastique et ultime suivant les deux directions.....	90
Tableau.3.5	équivalence entre l'indice de dommages et l'état de dommage.....	91
Tableau.3.6	distribution des rotules plastiques dans la structure sous la charge push X.....	92
Tableau.3.7	distribution des rotules plastiques dans la structure sous la charge push y.....	94
Tableau.3.8	Effet de la zone sismique sur la performance de la structure sens x-x	95
Tableau.3.9	Effet de la zone sismique sur la performance de la structure sens yy ...	96
Tableau.3.1 0	Comparaison entre les trois règlements parasismiques en termes de point de performance et rotules plastiques et limite élastique dans les sens xx	98
Tableau.3.1 1	Comparaison entre les trois règlements parasismiques en termes de point de performance et rotules plastiques et limite élastique dans les sens yy	99
Tableau.3.1 2	Comparaison entre la méthode statique équivalente et Push-over en termes de efforts tranchant pour les trois règlements.....	100

Liste des symboles

h_N	Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N). .
C_t	Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage
D	Dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré
f_i	Système de forces horizontales, distribuées selon les formules de répartition V suivant la verticale.

δ_i	Flèches horizontales dues aux forces f_i calculées à partir d'un modèle élastique linéaire de la structure qui prend en compte tous les éléments participant à sa rigidité.
w_i	Poids revenant au niveau i .
δ_N	Flèche horizontale au sommet du bâtiment, mesurée en mètres, due aux forces gravitaires appliquées horizontalement
h	Est la hauteur du bâtiment (m)
A_c	est l'aire effective totale en m^2 des sections des murs de contreventement au premier niveau du bâtiment
A_i	Est l'aire effective de la section transversale du mur de contreventement dans la direction considérée i au premier niveau du bâtiment, en m^2
l_{wi}	est la longueur du mur de contreventement i au premier niveau dans la direction parallèle aux forces appliquées, en m
d	le déplacement élastique horizontal du sommet du bâtiment (m)
N	Nombre de niveaux au-dessus de la base
A_B	Aire de la base de la structure, (m^2)
A_i	Aire latérale du voile i , (m^2)
D_i	: Longueur du voile, i , (m)
X	Nombre des voiles dans la structure résistant aux forces latérales dans la direction considérée
f_{c28}	Résistance à la compression...
f_{t28}	Résistance à la traction
f_y	La limite élastique
E	Module d'élasticité
L_{max}	Travée maximale de la poutrelle mesurée entre nus d'appuis.
H_t	Hauteur totale du plancher
b	Largeur efficace.
L_x	Distance entre nus de deux poutrelles
L_y	Distance entre nus d'appuis de la travée minimale des poutrelles
l	Largeur de balcon.
L_{max}	la longueur maximale entre les nus
h	hauteur de la poutre
b	largeur de la poutre
h_e	La hauteur de chaque niveau
Q	Charge d'exploitation
G	Charge permanente
ρ	Poids volumique du béton
N_u	L'effort normal maximum
α	un coefficient fonction de l'élançement mécanique λ .
B_r	la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa

	section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périphérique.
A	la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.
A	Coefficient d'accélération de zone.
D	Facteur d'amplification dynamique moyen
Q	Facteur de qualité.
R	Coefficient de comportement global de la structure.
w	Poids total de la structure.
η	Facteur de correction d'amortissement
$\xi(\%)$	Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages
T_2	Période caractéristique, associée à la catégorie du site
T	Période fondamentale de la structure
P_q	Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.
W_{Gi}	Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.
W_{Qi}	Charges d'exploitations
β	Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation
F_t	Force concentrée au sommet de la structure
F_i	Effort horizontal revenant au niveau i .
h_i	Niveau du plancher où s'exerce la force F_i .
v	effort normal réduit
B_c	Section de béton du poteau
δ_{ek}	Déplacement dû aux forces sismiques F_i
R	Coefficient de comportement
Θ	les effets de second ordre
P_K	Poids total de la structure
V_K	Effort tranchant d'étage au niveau K.
ΔK	Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1
A_{max}	Armatures maximales
V_u	Effort tranchant de calcul
h_1	Hauteur totale de la section brute.
ρ_a	Coefficient correcteur
t	Espacement des armatures transversales
ϕ	Est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.
l_f	Longueur de flambement
l_0	Hauteur libre d'étage

e_0	Excentricités de la résultante
e_2	Excentricités due aux effets du second ordre lié à la déformation de la structure
e_a	Excentricités additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.
ρ	Coefficient correcteur
St	L'espacement maximum entre les armatures transversales
\varnothing_l	Diamètre minimal des armatures longitudinales
At_{min}	La section minimale des armatures transversales
L_r	La longueur minimale de recouvrement
M_n	Moment résistant dans le poteau supérieur
M_s	Moment résistant dans le poteau inférieur
M_w	Moment résistant gauche de la poutre
M_e	Moment résistant droit de la poutre
m^*	masse concentrée au niveau i
D^*	vecteur déplacement du mode fondamental de la masse m_i ,
V_b	effort tranchant à la base
F^*	force latérale appliquée d'un système d'un seul degré de liberté équivalent
D^*	déplacement d'un système d'un seul degré de liberté équivalent
PF_1	facteur de participation modale,
α_1	Coefficient de masse modal du premier mode
W	Poids total de la structure
φ_{N1}	Amplitude au sommet du premier mode
S_{de}	le déplacement spectrale
S_{ae}	l'accélération spectrale
T	Période propre
S_a	spectre d'accélération non linéaire
S_d	spectre de déplacement non linéaire
R_μ	le facteur de réduction dû à la ductilité c'est -à-dire dû à la dissipation d'énergie d'hystérésis
μ	Le facteur de ductilité, défini comme le rapport entre le déplacement maximal et le déplacement à la limite élastique
T_c	la période de transition entre le plateau des accélérations

T_{eff}	La période équivalente
B_{eff}	L'amortissement visqueux équivalent
K_e	La rigidité élastique effective
K_s	La rigidité raidie ou adouci
K_p	La rigidité point de performance
I_d	Indicateur de dégradation global de la structure
D_I	Degré de dommage
δ_m	le déplacement maximum dans la zone non-linéaire
δ_y	le déplacement élastique
δ_u	le déplacement ultime

INTRODUCTION GENERALE

Pour se prémunir contre les dommages potentiellement causés par les tremblements de terre, les pays concernés ont mis en place des règlements parasismiques. Ces réglementations proposent des méthodes de calcul simplifiées, basées sur des analyses statiques équivalentes, visant à caractériser le mouvement dynamique des structures à l'aide de coefficients de sécurité. Ces méthodes reposent sur l'évaluation de la force sismique sollicitant l'ouvrage en fonction de différents paramètres, notamment les paramètres dynamiques tels que la période fondamentale de vibration, l'amortissement et les modes de vibration.

La période fondamentale des structures de type bâtiment constitue un paramètre majeur pour la conception et le dimensionnement en zone sismique. C'est pourquoi les codes parasismiques fournissent des formules empiriques, dérivées de données statistiques, permettant d'estimer cette période fondamentale pour différents types d'ouvrages.

De nombreuses formules empiriques pour l'évaluation de la période fondamentale sont proposées dans les différents règlements parasismiques à travers le monde. Pour les structures en portiques auto-stables en béton armé, ces formules dépendent souvent des caractéristiques géométriques telles que la hauteur (H) et la dimension horizontale (D) dans la direction de l'action sismique. Cependant, ces formules varient d'un code à l'autre. Certains, comme le règlement parasismique algérien RPA 2003, prennent en compte à la fois la hauteur et la dimension horizontale, tandis que d'autres ne considèrent que la hauteur de la structure. Cette différence peut avoir un impact significatif sur les forces sismiques calculées et donc sur le dimensionnement de l'ouvrage.

Le risque sismique dans le nord de l'Algérie est particulièrement préoccupant en raison de la proximité des failles actives dans cette région. La ville de Mila, par exemple, est classée en zone de moyenne sismicité selon le RPA 2003. Cette classification nécessite une attention particulière dans le dimensionnement et la conception des structures pour résister aux forces sismiques potentielles.

Le comportement des structures en zones sismiques est de plus en plus évalué selon l'approche de la performance sismique (Performance-Based Design). Cette méthode contourne élégamment la complexité du comportement sismique en se concentrant sur la capacité de la structure à supporter favorablement les mouvements sismiques par la dissipation d'énergie sous forme de déformations plastiques. L'objectif premier est d'assurer un comportement ductile adéquat de la structure.

Objectif du Travail

L'objectif de ce travail est d'évaluer l'impact des différentes formules réglementaires d'estimation de la période fondamentale sur le dimensionnement parasismique et la performance sismique des bâtiments en portiques auto-stables en béton armé. Ce travail consiste à l'étude d'un bâtiment (R+4) à usage d'habitation qui sera implanté à la ville de Mila.

Structure du Mémoire

Ce mémoire est divisé en plusieurs chapitres :

- **Chapitre 1** : Revue des différents codes parasismiques bien établis.
- **Chapitre 2** : Impact des périodes propres fondamentales sur le dimensionnement parasismique des bâtiments, avec une comparaison entre les trois règlements RPA 2003, l'américain ASCE7-22 et EC8.
- **Chapitre 3** : Étude de la performance de notre structure par une analyse non linéaire Push-Over.
- **Conclusion générale** : Synthèse des résultats obtenus et recommandations pour la conception et le dimensionnement des structures en zones sismiques.

Cette structure détaillée permet de couvrir l'ensemble des aspects importants pour le dimensionnement et la performance des bâtiments en zones sismiques, tout en mettant en évidence les différences entre les règlements et leurs impacts sur la conception.

CHAPITRE 01 : REVUE DES DIFFERENTS CODES PARASISMIQUE

1.1. Introduction :

Les règlements parasismiques internationaux présentent des corrélations empiriques afin d'approcher la période propre fondamentale T des structures. Ces approximations proviennent de données expérimentales reliant T aux propriétés matérielles (béton, maçonnerie, acier, bois ...), au système de contreventement (portiques, murs porteur, mixte, ...) et aux dimensions du bâtiment. Néanmoins, ces codes autorisent l'emploi de relations analytiques (Rayleigh) ou numériques pour estimer T , à condition que la valeur calculée n'excède pas celle issue des corrélations empiriques multipliée par un coefficient de sécurité. Cette limite supérieure vise à garantir une estimation conservatrice de T et donc une marge de sécurité vis-à-vis du dimensionnement parasismique.

1.2. Calcul de la période selon le RPA 99 version 2003 :

La formule empirique qui est donnée dans le code parasismique algérien RPA 99 / version 2003 [1] pour le calcul de la période propre de vibration est :

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad (\text{Article 4.2.4}) [1]$$

Où :

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_t : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage. (Tableau 4.6 P42) [1]

Cas N°	Système de contreventement	C_t
1	Portiques auto-stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques auto-stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques auto-stables en béton armé / acier avec remplissage en maçonnerie	0,05
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,05

Tableau 1.1 : Valeurs du coefficient C_t .

Dans les cas n° 3 et 4, on peut également utiliser aussi la formule :

$$T=0.09 \frac{h_n}{\sqrt{D}} \quad (\text{Article 4.2.4}) [1]$$

Où :

D : Dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré.

Dans ce cas de figure, il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (1.1) et (1.2).

Le code précise également que la période fondamentale peut être calculée en utilisant une méthode rationnelle, telle que la méthode de Rayleigh ou une version simplifiée de celle-ci :

$$T=2\pi \sqrt{\frac{\sum_i^n w_i \delta_i^2}{g \sum_i^n f_i \delta_i}} \quad (\text{Article 4.2.4}) \quad [1]$$

Où,

f_i : Système de forces horizontales, distribuées selon les formules de répartition V suivant la verticale.

δ_i : Flèches horizontales dues aux forces f_i calculées à partir d'un modèle élastique linéaire de la structure qui prend en compte tous les éléments participant à sa rigidité.

w_i : Poids revenant au niveau i .

Néanmoins, il existe une version simplifiée de la formule de Rayleigh et qui s'écrit sous la forme suivante :

$$T=2\sqrt{\delta_N} \quad (\text{Article 4.2.4}) \quad [1]$$

Avec :

δ_N : Flèche horizontale au sommet du bâtiment, mesurée en mètres, due aux forces gravitaires appliquées horizontalement. Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

1.3. Calcul de la période selon l'Eurocode 8 :

La période fondamentale d'un bâtiment doit être calculée pour chaque direction considérée par les méthodes suivantes [2] :

Pour déterminer les périodes fondamentales de vibration T des deux modèles plans du bâtiment selon l'Eurocode 8 on utilise les formules proposées dans l'article (EC8.1/4.3.3.2.2) [2] , des expressions approchées basées sur les méthodes de dynamique des structures (par exemple, méthode de Rayleigh) peuvent être utilisées. Ainsi, pour les bâtiments réguliers jusqu'à 40 m de hauteur, une valeur approchée de T (en s) peut être obtenue par l'expression suivante :

$$T = C_T h^{3/4} \quad (\text{Article 4.2.4}) \quad [2]$$

Où :

C_t : Est égal à 0,085 dans le cas des portiques spatiaux en acier ;

C_t : égale à 0,075 dans le cas des portiques spatiaux en béton et pour les triangulations excentrées en acier ;

C_t : et égale à 0,050 pour toutes les autres structures sauf contreventement par murs ;

C_t : et égale à $0.075/\sqrt{A_c}$ pour les structures avec des murs de contreventement en béton ou en maçonnerie

h : Est la hauteur du bâtiment (m), depuis les fondations ou le sommet d'un soubassement rigide jusqu'au dernier étage ;

$$A_c = \sum [A_i (0.2 + (\frac{l_{wi}}{H}))^2]$$

Où :

H : est la hauteur du bâtiment, en mètres, depuis les fondations ou le sommet d'un soubassement rigide ;

A_c : est l'aire effective totale en m^2 des sections des murs de contreventement au premier niveau du bâtiment,

A_i : Est l'aire effective de la section transversale du mur de contreventement dans la direction considérée i au premier niveau du bâtiment, en m^2 ;

l_{wi} : est la longueur du mur de contreventement i au premier niveau dans la direction parallèle aux forces appliquées, en m, sous la condition que :

$$(l_{wi} / H) < 0.9;$$

Si l'on connaît le déplacement élastique horizontale d (en mètres) du sommet du bâtiment du aux charge gravitaires appliquées horizontalement, la période T (en seconde) peut être estimée comme indiquée à l'article (EC8-1/4.3.3.2.2.) :

$$T = 2\sqrt{d}$$

Où :

d : est le déplacement élastique horizontal du sommet du bâtiment (m), dû aux charges gravitaires appliquées horizontalement ;

1.4. Calcul de la période propre selon le code Américain ASCE 7-22 :

Les formules empiriques qui sont données dans le code américain ASCE 7-22 [3] pour le calcul de la période fondamentale sont comme suit :

- La période fondamentale en secondes, doit être déterminée à partir de l'équation suivante :

$$T = C_t h_n^x$$

Où :

h_n : Est la hauteur (m) au-dessus de la base au plus haut niveau de la structure ;

C_t : est les Coefficients et sont déterminés à partir du tableau (1.2) :

Type de la structure	C_t	x
Système en portique ou lesquels les forces sismiques sont 100% replit totalement par le portique :		
Portique auto stable en acier	0.0724	0.8
Portique auto stable en béton armé sans remplissage	0.0466	0.9
Portique en acier à triangulations excentrées	0.0731	0.75
Portique en acier résistant au flambement	0.0731	0.75
Tous les systèmes structuraux restants	0.0488	0.75

Tableau 1.2 : Valeurs des paramètres C_t et x

D'autre part, pour les portiques auto stable en béton ou en acier < 12 niveaux au-dessus de la base avec une hauteur moyenne d'étage supérieur à 3 m (10 pieds), la période fondamentale peut être déterminée par :

$$T = 0.1 N$$

Avec :

N : Nombre de niveaux au-dessus de la base ;

Aussi, la période fondamentale pour des structures en murs porteurs en maçonnerie ou en voiles en béton armé inférieur à 36.6m (120 pieds) peut être déterminée à partir de l'équation suivante :

$$T = \frac{C_q}{\sqrt{C_w}} h_n$$

Où :

$C_q = 0.00058$ m (0.0019 feet)

h_n : Est la hauteur de la structure en mètres,

C_w : est calculé par l'équation suivante :

$$C_w = \frac{100}{A_B} \sum_{i=1}^x \frac{A_i}{\left[1 + 0.83 \left(\frac{h_n}{D_i}\right)^2\right]}$$

Où :

A_B : Aire de la base de la structure, (m^2) ;

A_i : Aire latérale du voile i, (m^2) ;

D_i : Longueur du voile, i, (m) ;

h_n : Hauteur d'étage, (m) ;

X : Nombre des voiles dans la structure résistant aux forces latérales dans la direction considérée

1.5. Récapitulatif des formules empiriques exposées dans ce chapitre

Le tableau 1.3 donne une synthèse des formules empiriques donnant la période fondamentale d'une structure dans les différents codes vus précédemment.

	PBA	PBA/RM	PA	PA/RM	PAE	VBA/M	Autre
RPA 99 v.2003	$T=C_t h_n^x$						-
	$C_t = 0.075$ X=0.75	$C_t = 0.05$ X=0.75	$C_t = 0.085$ X=0.75	$C_t = 0.05$ X=0.75			-
	-	Où $T=0.09h_n/\sqrt{D}$	-	Où $T=0.09h_n/\sqrt{D}$			-
EC 8	$T=C_t h_n^x$						
	$C_t = 0.075$ X=0.75	$C_t = 0.085$ X=0.75		$C_t = 0.075$ X=0.75	$C_t = 0.05$ Où $C_t = 0.075$ $/\sqrt{A_c}$ X=0.75	$C_t = 0.05$	
ASCE 7- 22	$T=C_t h_n^x$						
	$C_t = 0.0466$ X=0.9	$C_t = 0.0724$ X=0.8		$C_t = 0.0731$ X=0.75	$C_t = 0.0488$ X=0.75	$C_t = 0.0488$ X=0.75	
	Où T=0.10N -			—————	Où T=0.0019 $h_n/\sqrt{C_w}$	—————	—

Tableau 1.3 : Formules empiriques proposées par les codes parasismiques.

Avec la typologie des structures suivantes :

PBA : Portique en béton armé sans remplissage en maçonnerie.

PBA/RM : Portique en béton armé avec remplissage en maçonnerie.

PA : Portique en acier sans remplissage en maçonnerie.

PA/RM : Portique en acier avec remplissage en maçonnerie.

PAE : Portique en acier à triangulations excentrées.

VBA/M : Voile en béton armé ou murs en maçonnerie.

1.6. Conclusion :

Les expressions empiriques de la période fondamentale T prescrites dans les règlements parasismiques dépendent généralement de la hauteur et des dimensions en plan du bâtiment dans la direction de l'action sismique, hormis certains contreventements spécifiques comme les voiles pour lesquels d'autres paramètres sont pris en compte (dimensions des voiles). On constate que la plupart des codes proposent des formules empiriques similaires, de la forme

($T = C_t h_n^x$), où T est la période, H la hauteur du bâtiment et C et x des coefficients déterminés de manière empirique.

Les coefficients C_t et x varient selon le type de structure (béton, acier, mixte) et le règlement considéré :

- Par exemple, Les règlements les plus anciens (RPA99, EC8) ont des coefficients plus conservateurs que les récents (ASCE 7-22), conduisant à des périodes plus courtes.
- Le RPA 99 distingue plus finement les structures à portiques en béton armé avec ou sans remplissage, proposant ($C_t = 0,075$ et $x=0,75$) sans remplissage, et ($C_t = 0,05$ et $x=0,75$) avec remplissage, contrairement aux autres codes qui ne font pas cette distinction.
- L'Eurocode 8 adopte ($C_t = 0,075$ et $x=0,75$) pour les ossatures en béton armé, limitant cette expression aux bâtiments de plus de 40 m. On note que l'Eurocode 8 donne aussi une formule prenant en compte l'aire A_c de la section transversale, pour affiner l'évaluation de la rigidité.
- L'ASCE 7-22 considère aussi le coefficient de modification de réponse C_w qui prend en compte la ductilité de la structure.

En conclusion, on retrouve une certaine homogénéité entre règlements, avec des hypothèses conservativement sécuritaires, mais des évolutions récentes pour affiner les évaluations en fonction des caractéristiques des structures. Dans tous les cas, il s'agit de valeurs majorées maximales, la période réelle pouvant être plus faible et devant être affinée par une analyse modale dynamique.

**CHAPITRE 02 : IMPACT DES PERIODES PROPRES
FONDAMENTALES SUR LE DIMENSIONNEMENT PARASISMIQUE
DES BATIMENTS.**

2.1. Introduction

Après avoir examiné les formules forfaitaires donnant la période fondamentale d'une structure, spécifiées dans les différents règlements parasismiques à travers le monde, nous avons constaté que ces formules diffèrent d'un règlement à un autre, même pour un même type de structure.

Cependant, cette divergence entre ces formules empiriques peut avoir un impact significatif sur les forces sismiques sollicitant l'ouvrage et conduire ainsi à des dimensionnements différents de celui-ci.

Ce chapitre a pour objet d'évaluer l'influence des périodes fondamentales proposées par les différentes réglementations parasismiques sur le dimensionnement des structures en portique en béton armé.

Pour cela, nous allons étudier deux cas de bâtiments à ossature en portique auto stable en béton armé, en considérant plusieurs formules empiriques pour l'estimation de la période propre fondamentale, proposées par les règlements sismiques RPA 99/V 2003, l'Eurocode 8 et le code américain ASCE 7-22.

Cependant, l'additif du règlement parasismique algérien (RPA, 2003) a introduit des limitations de hauteur pour ce type d'ouvrages telles que les bâtiments concernés ne doivent pas, par ailleurs, dépasser cinq (5) niveaux ou dix-sept (17) mètres en zone I, quatre (4) niveaux ou quatorze (14) mètres en zone IIA, trois (3) niveaux ou onze (11) mètres en zone IIb et deux (2) niveaux ou huit (8) mètres en zone III.

En revanche, l'Eurocode 8 et le code américain ASCE 7-22 n'exigent aucune limitation de hauteur pour ce type de constructions en respectant des conditions particulières sur les dispositions constructives et la qualité des matériaux utilisés, pour obtenir une ductilité suffisante permettant des dissipations d'énergie et de limiter le risque de rupture fragile.

L'Eurocode 8 introduit 3 classes de ductilité des ouvrages :

- DCL (ductilité limitée) : emploi restreint aux zones de faible sismicité.
- DCM (ductilité moyenne) : Il s'agit de la classe de ductilité la plus courante. Ce niveau de ductilité est obtenu en respectant des conditions minimales sur les matériaux et sur les dispositions constructives.
- DCH (haute ductilité) : Niveau de ductilité le plus élevé. Les conditions minimales sur les matériaux, ainsi que les dispositions constructives minimales sont beaucoup plus sévères que pour la classe DCM. Ce niveau de ductilité nécessite l'usage d'une quantité d'armatures beaucoup plus importante que pour la classe DCM.

À l'instar de l'Eurocode 8, le code américain ASCE 7-22 précise aussi les dispositions constructives à respecter et les vérifications à effectuer en fonction des matériaux utilisés, permettant ainsi à l'ouvrage d'avoir une grande capacité de dissipation d'énergie sous forme de déformations plastiques.

Afin de lever cette ambiguïté, nous avons considéré deux bâtiments de mêmes dimensions en plan et de nombres d'étages différents : bâtiment avec rez-de-chaussée plus 4 étages (R+4) et bâtiment avec rez-de-chaussée plus 8 étages (R+8).

Le dimensionnement est effectué selon le code de calcul du béton armé aux états limites (BAEL 91), et le règlement parasismique algérien (RPA, 2003) sur la base d'une analyse par la méthode statique équivalente, en considérant quatre formules empiriques pour le calcul de la période propre fondamentale, proposées par les règlements sismiques RPA 99/V 2003, l'Eurocode 8 et le code américain ASCE 7-22.

Le dimensionnement consiste au calcul des sections d'armatures longitudinales et transversales des éléments de structure (poutres et poteaux) sur la base des sollicitations obtenues en considérant chacune des quatre formules empiriques des trois codes considérés. S'ensuit une vérification des contraintes admissibles dans les éléments de structure.

2.2. Présentation et description des structures :

Les ouvrages étudiés sont des bâtiments de (R+4) et (R+8) étages. Ces structures symétriques et régulières sont composées de dalles en corps creux de 16+4 cm d'épaisseur, avec une hauteur d'étage uniforme de 3,06 m (rez-de-chaussée et étages courants).

Les deux bâtiments sont supposés être situés en zone sismique IIA (moyen sismicité) selon la classification du RPA 99/version 2003 [1], implantés sur un sol de fondation supposé de type roche, sol de catégorie S1 selon le même code.

2.2.1. Caractéristiques géométriques :

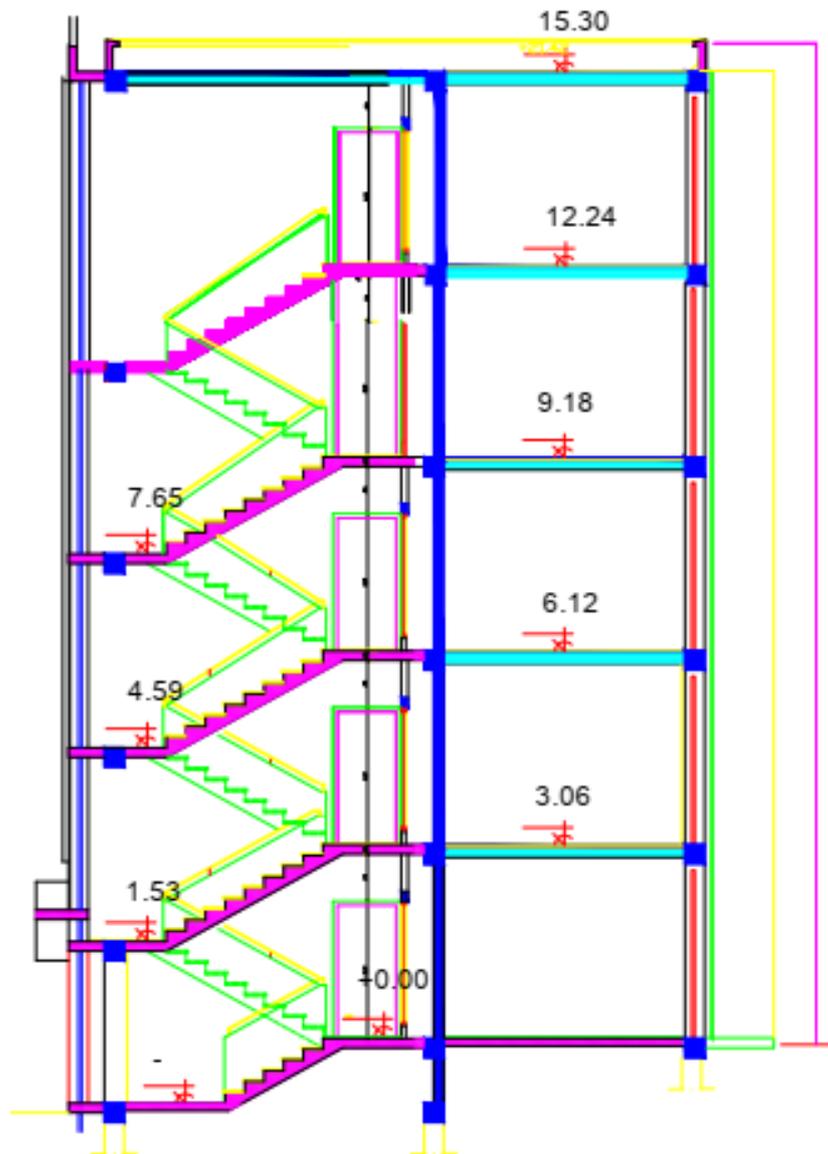


Figure 2.1 : Coupe en élévation du bâtiment

En élévation :

Hauteur totale de la structure(**R+8**) = 27.54m

Hauteur totale de la structure (**R+4**) = 15.30m

Hauteur du RDC =3.06m

Hauteur de l'étage courant (**Habitation**) =3.06m

En plan :

Longueur total(L_x) = 17.90 m

Largeur total(L_y) = 10.525 m

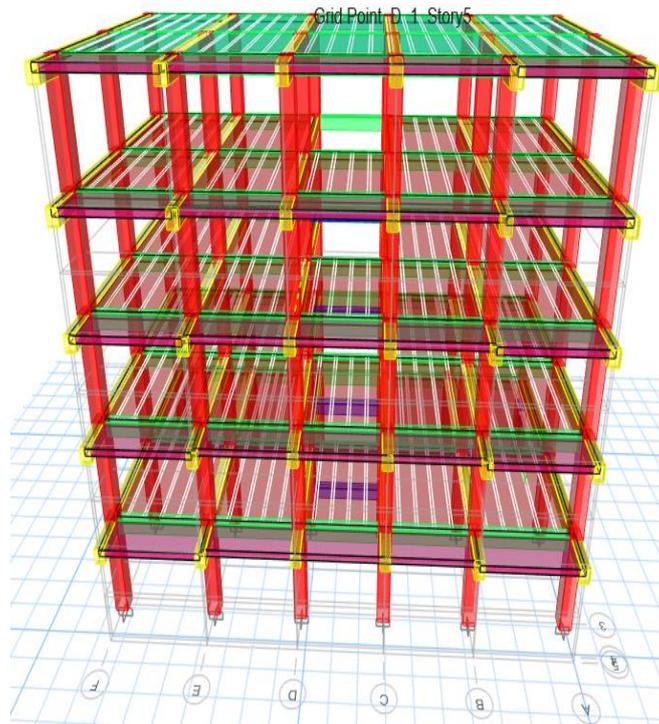


Figure 2.2 : Dimensions en élévation (exemple bâtiment R+4).

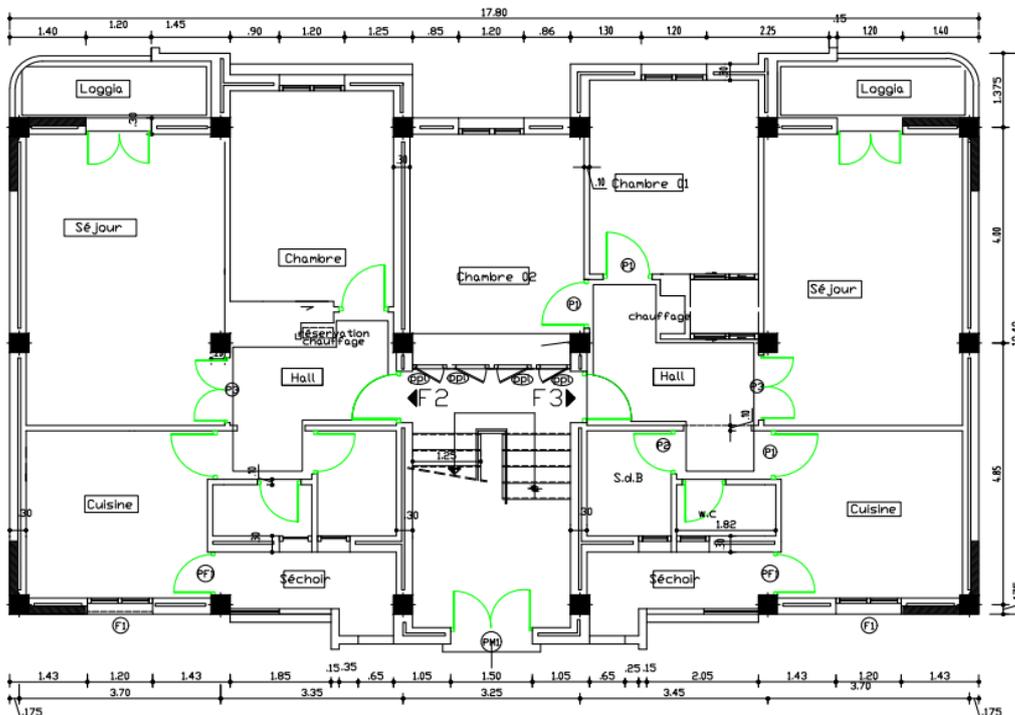


Figure 2.3: Vue en plan du rez-de-chaussée.

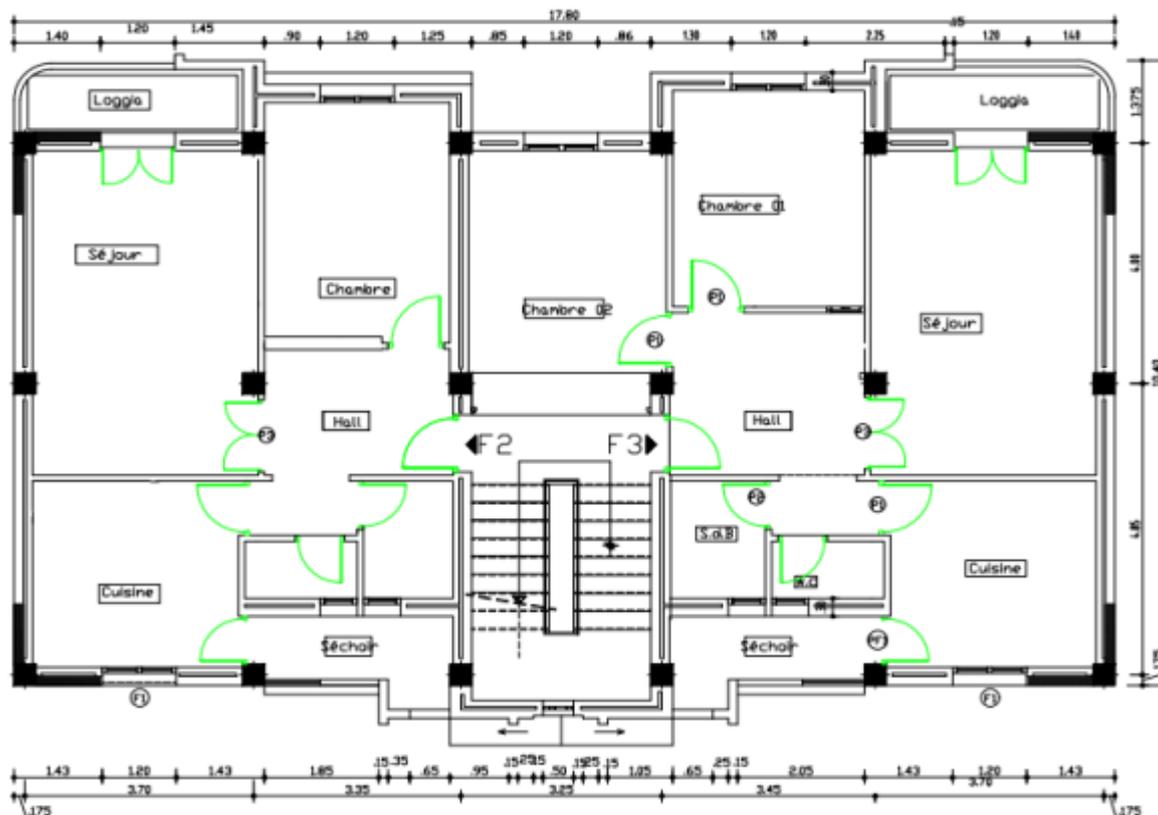


Figure 2.4 : Vue en plan d'étage 1,2,3

2.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

➤ **Le béton :**

- Résistance à la compression..... $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- Résistance à la traction..... $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.
- Module d'élasticité..... $E = 32164,19 \text{ MPa}$.

➤ **L'acier :**

- La limite élastique $f_y = 400 \text{ MPa}$.
- Module d'élasticité..... $E = 210000 \text{ MPa}$.

2.4. Pré dimensionnement :

2.4.1. Pré -dimensionnement du plancher

Les planchers sont des éléments plans horizontaux supposés infiniment rigides leur plan. Ils ont pour rôle.

- Cheminement des charges aux éléments porteurs.
- Assure l'isolation des différents étages des points de la vue thermique et acoustique.

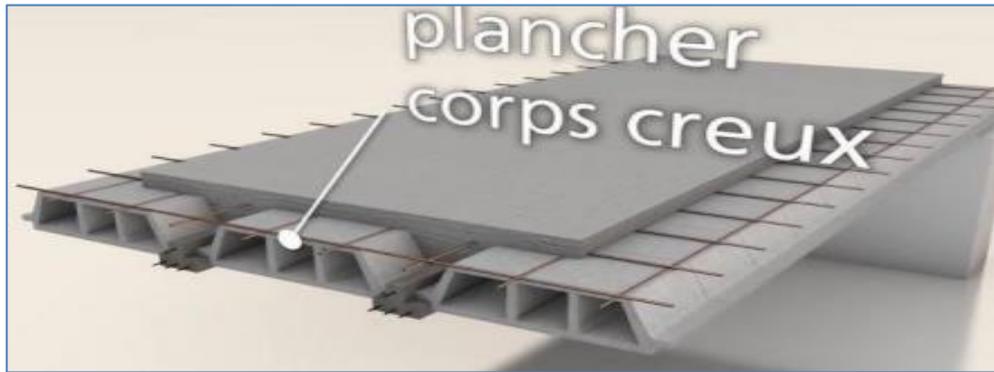


Figure 2.5: Les éléments principaux d'un plancher à corps creux

L'épaisseur des planchers est choisie d'une manière à satisfaire des conditions d'utilisation plus que les conditions de résistance. Pour trouver cette épaisseur on vérifiera les conditions ci-après :

1. Condition de résistance au feu [5]

Les exigences de résistance au feu d'après est :

e = 07cm : Pour une (01) heure de coupe de feu.

e = 11cm : Pour deux (02) heures de coupe de feu.

e = 17.5cm : Pour quatre (04) heures de coupe de feu.

Dans notre projet on prend e = 15 cm.

2. Condition acoustique :

Selon l'OMS Afin de permettre une conversation dans des conditions confortables à l'intérieur pendant la journée, le niveau du bruit interférant ne devrait pas excéder 35 dBA Les isolements demandés sont en général de l'ordre de 25 à 40 dB(A) suivants les cas [6]. Telles valeurs seraient facile à obtenir si la façade est continue c'est à dire sans vitrage (cas de notre plancher). Dans ce cas, il suffirait d'employer une masse surfacique de l'ordre de 200 kg/m² selon le DTR C3.1.1. [7]. Pour assurer une isolation phonique minimale, l'épaisseur de notre plancher (corps creux) doit être supérieure ou égale à 15 cm (la règle de la masse surfacique) DTRC.3.1.1 [7];

On adopte une épaisseur de : e=16cm.

3. Condition de résistance à la flèche : CBA93 (article B.6.8.4.2.4)[8]

La hauteur du plancher est déterminée à partir de la condition de rigidité donnée par le CBA93 comme suit :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

Avec :

L_{max} : Travée maximale de la poutrelle mesurée entre nus d'appuis.

H_t : Hauteur totale du plancher

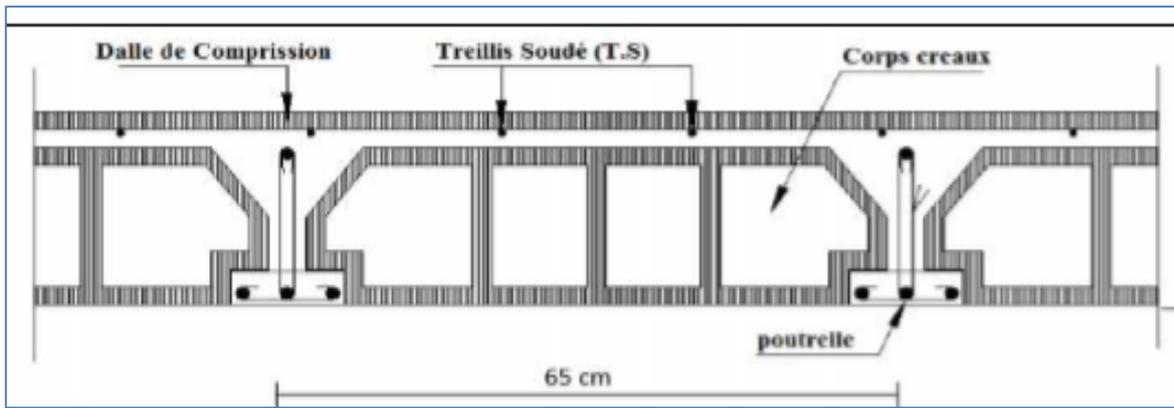


Figure 2.6 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

- **Les poutrelles :**

Ce sont des petites poutres en béton armé formant l'ossature d'un plancher ; elles se calculent à la flexion simple (solidaires avec la dalle de compression).

Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

Pour notre projet la disposition est effectuée selon le premier critère et cela planchers comme indiqué sur la figure ci-dessous. Pour tous les de chainage

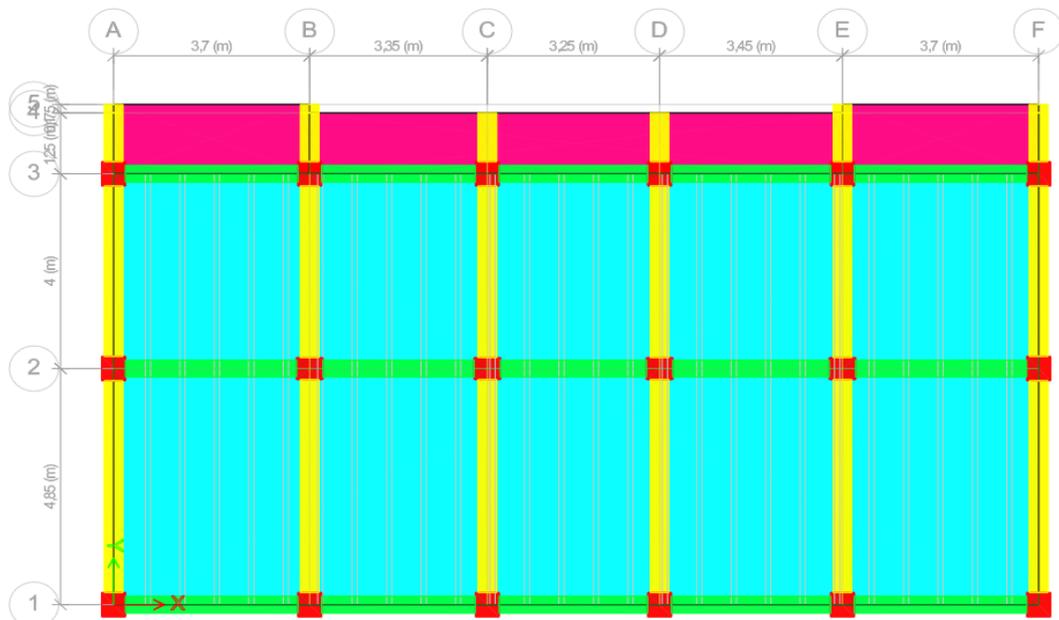


Figure 2.7 : Sens de disposition des poutrelles avec les poutres principales et les poutres de chaînage.

D'après la disposition des poutrelles choisie : $L_{max} = 340 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{340}{22.5} = 15.11 \text{ cm}$

Alors, on opte pour un plancher (16+4) :
$$\begin{cases} h_{\text{corps creux}} = 16 \text{ cm} \\ h_{\text{dalle de compression}} = 4 \text{ cm} \\ h_t = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

❖ Dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments en béton armé, qui assurent la transmission des charges aux poutres. Elles sont caractérisées par leur faible section et se calculent comme des sections en T

Calcul de la largeur de la nervure : [5]

$$0.3h_t \leq b_0 \leq 0.6h_t \text{ Avec } h_t = 20 \text{ cm}$$

$$6 \text{ cm} \leq b_0 \leq 12 \text{ cm}$$

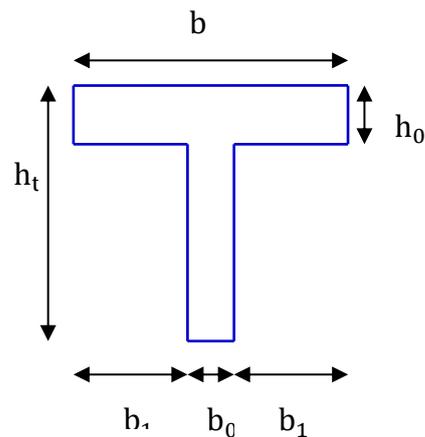


Figure 2.8 : schéma d'une section en T.

Pour des raisons de construction, on prend $b_0 = 10 \text{ cm}$.

Calcul de la largeur d'une aile de la section en T :

D'après le **CBA 93 (Art A. 4.1.3)**, la largeur efficace

$$b \text{ est déterminée comme suit : } \left(\frac{b-b_0}{2}\right) \leq \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{L_{ymin}}{10}\right)$$

b: Largeur efficace.

L_x : La distance entre les faces voisines de deux

nervures consécutives (Distance entre nus de deux poutrelles) : $L_x = 65 - b_0 = 55 \text{ cm}$.

L_y : Distance entre nus d'appuis de la travée minimale des poutrelles : $L_y = 360 \text{ cm}$

$$\text{Avec : } \frac{b-10}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right) \Rightarrow \frac{b-10}{2} = \min(27.5, 36) \Rightarrow \mathbf{b = 27.5 \text{ cm}}$$

On adoptera donc un plancher de (16 + 4 cm) avec les dimensions suivantes :

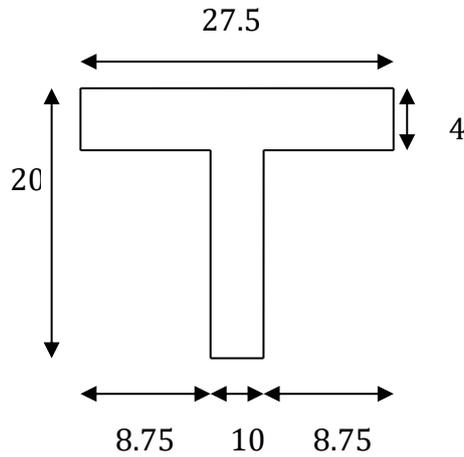


Figure 2.9: Dimensions de la section en T.

$$\begin{cases} b = 27.5\text{cm} \\ b_0 = 10\text{cm} \\ h = 20\text{cm} \\ h_0 = 4\text{cm} \end{cases}$$

2.4.2 Pré dimensionnement des Dalle pleines :

2.4.2.1. Plancher à dalle pleine :

Les dalles sont des éléments horizontaux d'épaisseur mince en béton armé coulés sur place. Ils sont caractérisés par leur petite portée L_x et L_y la grande portée.

Le dimensionnement de l'épaisseur « e » de ce type de plancher dépend des critères suivants :

a) Critère résistance au feu [5] :

- $e \geq 7\text{cm}$ pour une heure de coupe – feu ;
- $e \geq 11\text{ cm}$ pour deux heures de coupe – feu ;
- $e \geq 17.5\text{ cm}$ pour quatre heures de coupe – feu.

On prend une épaisseur équivalente à plus de 2 heures de coupe-feu

Donc on prend : **$e=15\text{cm}$** .

b) Critère résistance à la flexion [5] :

Les conditions qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Dalle pleine portant dans deux directions ($\frac{L_x}{L_y} > 0.4$):

Travée isostatique : $\frac{L_x}{40} \leq e \leq \frac{L_x}{25}$

Travée hyperstatiques : $\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{35}$

- Dalle pleine portant dans une direction ($L_x/L_y < 0.4$) :

Travée isostatique : $\frac{L_x}{30} \leq e \leq \frac{L_x}{20}$

Travée hyperstatiques : $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{25}$

L_x étant la plus petite portée de panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable)

Cas°1 (D1) : dalles reposant sur 3 appuis ont une portée : $\begin{cases} L_x = 1.225 \text{ m} \\ L_y = 3.4 \text{ m} \end{cases}$

Donc $\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.36 < 0.4$

⇒ Le panneau isostatique porte dans les deux directions.

Alors la dalle est reposée sur trois appuis :

$$\frac{L_x}{30} \leq e \leq \frac{L_x}{20} = \frac{122.5}{30} \leq e \leq \frac{122.5}{20}$$

donc $4.08 \leq e \leq 6.125$

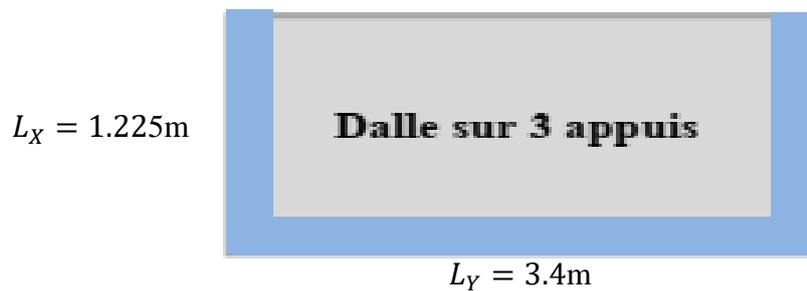


Figure 2.10: Dalle sur 3 appuis.

Cas°2 (D2) : dalles reposant sur 3 appuis avec les dimensions : $\begin{cases} L_x = 1.05 \text{ m} \\ L_y = 3.05 \text{ m} \end{cases}$

Donc $\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.344 < 0.4$

⇒ Le panneau isostatique porte dans les deux directions.

$$\frac{L_x}{30} \leq e \leq \frac{L_x}{20} = \frac{105}{30} \leq e \leq \frac{105}{20}$$

Finalement et d'après les conditions ci-dessus on prend :

e = 15 cm.

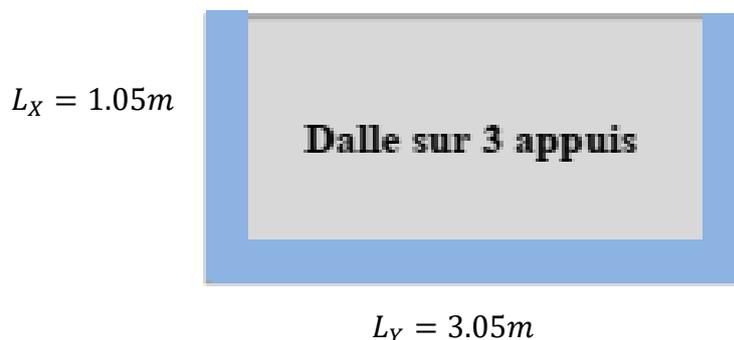


Figure 2.11: Dalle sur 3 appuis.

Cas°3 (D3) : dalles reposant sur 3 appuis avec les dimensions : $\begin{cases} L_x = 1.05 \text{ m} \\ L_y = 2.95 \text{ m} \end{cases}$

Donc $\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.355 < 0.4$

⇒Le panneau isostatique porte suivant sa petite portée uniquement et son calcul sera comme une poutre de 1 mètre de largeur :

$$\frac{L_x}{30} \leq e \leq \frac{L_x}{20} = \frac{105}{30} \leq e \leq \frac{105}{20} = 3.5 \leq h_0 \leq 5.25$$

Finalement et d'après les conditions ci-dessus on prend : **e = 15 cm.**

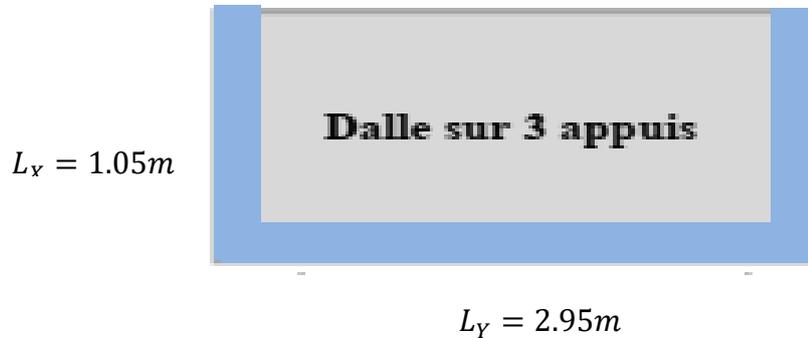


Figure 2.12: Dalle sur 3 appuis.

Cas°4 (D4) : dalles reposant sur 3 appuis avec les dimensions : $\begin{cases} L_x = 1.05 \text{ m} \\ L_y = 3.15 \text{ m} \end{cases}$

Donc $\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.333 < 0.4$

⇒Le panneau isostatique porte suivant sa petite portée uniquement et son calcul sera comme une poutre de 1 mètre de largeur :

$$\frac{L_x}{30} \leq e \leq \frac{L_x}{20} = \frac{105}{30} \leq e \leq \frac{105}{20} = 3.5 \leq h_0 \leq 5.25$$

Finalement et d'après les conditions ci-dessus on prend : **e = 15 cm.**

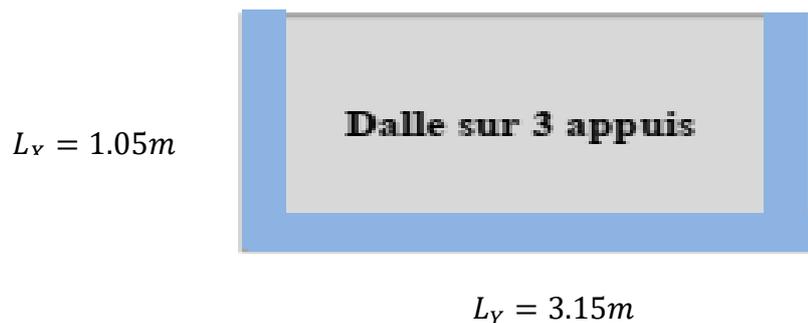


Figure 2.13: Dalle sur 3 appuis.

2.4.2.2. Pré dimensionnement des balcons :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encasté dans une extrémité et libre dans l'autre.

- **Calcul de l'épaisseur e :**
- L'épaisseur est conditionnée par :

$$e > \frac{l}{20}$$

Avec :

l: Largeur de balcon.

On prend la valeur défavorable de " l ".

$$\text{Donc : } e > \frac{l}{20} = \frac{122.5}{20} = 6.125\text{cm.}$$

On prendra **e = 15cm**.

2.4.3. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé de section (b×h) qui assurant la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles). Le pré dimensionnement se fera selon le BAEL91 modifié 99 et les vérifications selon le RPA99/V2003.

2.4.3.1 Poutres principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est :

$$\begin{cases} \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{cases}$$

L_{\max} : est la longueur maximale entre les nus (BAELB.6.1.1)[9].

h = hauteur de la poutre

b = largeur de la poutre

Dans notre cas la poutre la plus sollicitée est de longueur entre nus : $L_{\max} = 435\text{cm}$.

$$\text{Donc } \frac{435}{15} \leq h \leq \frac{435}{10} \Rightarrow 29 \leq h \leq 43.5 \Rightarrow h = 45\text{cm.}$$

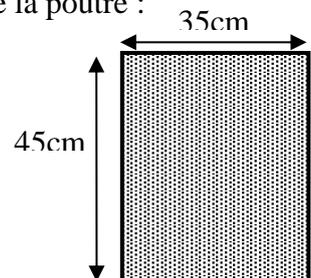
$$\text{Donc : } 13.5 \leq b \leq 31.5 \Rightarrow \text{on prend : } b=35\text{cm.}$$

Une vérification vis-à-vis le RPA99 version 2003(RPA Article 7.5.1) [10]est effectué par la suite pour satisfaire aux valeurs minimales exigées pour les dimensions de la poutre :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 35 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = \frac{45}{35} = 1.28 < 4 \dots\dots\dots \text{CV} \end{cases}$$

La condition est vérifiée, donc on adopte pour les poutres principales

une section de : **b × h = (35 cm × 45 cm)**



2.4.3.2. Poutres secondaires :

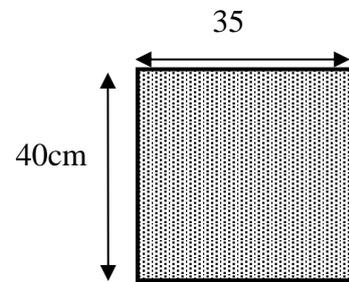
Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Dans notre cas la poutre secondaire la plus sollicitée est de longueur : $L_{\max} = 325\text{cm}$.

$$\begin{cases} \frac{l_{x\max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{x\max}}{10} \Rightarrow \frac{325}{15} \leq h \leq \frac{325}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{cases}$$

$$\begin{cases} 21.67 \leq h \leq 32.5 \Rightarrow h = 40 \text{ cm} \\ 12 \leq b \leq 28 \quad b = 35 \text{ m} \end{cases}$$



Une vérification vis-à-vis le RPA99 version 2003(RPA Article 7.5.1)[10] est effectuée par la suite pour satisfaire aux valeurs minimales exigées pour les dimensions de la poutre :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 35 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = \frac{40}{35} = 1.14 \dots\dots\dots \text{CV} \end{cases}$$

La condition est vérifiée, donc on adopte pour les poutres

Secondaires une section de : $b \times h = (35 \text{ cm} \times 40 \text{ cm})$

2.4.4. Pré dimensionnement des escaliers

Les escaliers servent relier les différentes niveaux d'un bâtiment, il se compose de différents éléments (volées ; palier)

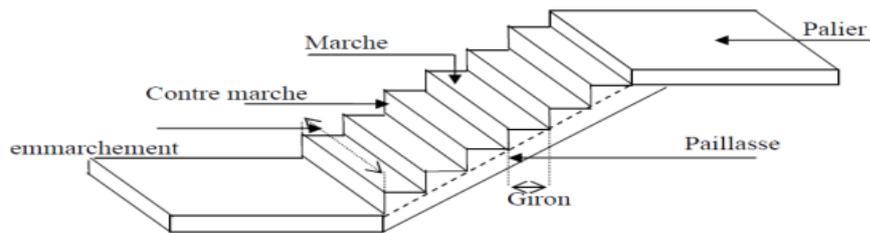


Figure 2.14: Composition d'un escalier.

- Le dimensionnement d'un escalier :

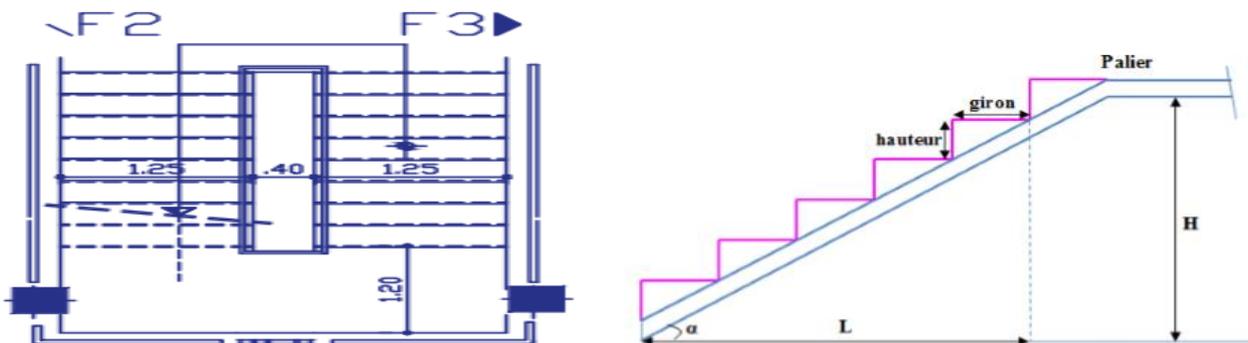


Figure 2.15: Schéma représentatif de l'escalier

- On calcule la hauteur de la volée H par la formule suivante :

$$H = \frac{h_e}{2} = \frac{360}{2} = 153 \text{ cm}$$

h_e : La hauteur de chaque niveau ($H=3.06m$).

- On choisit une hauteur de contre marche h , en suite on calcule le nombre de contremarches n Par la relation suivante :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \quad \text{On aura 18 contre marches entre chaque deux étage.}$$

h : la hauteur de la marche.

Pour les bâtiments d'habitation, la hauteur idéale serait de 17cm pour un giron entre 28cm et 30cm. On fixe la hauteur de la marche h à 17cm et le giron $g=30cm$.

La relation entre h et g :

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \quad \text{relation de blondel.}$$

$$2 \times 17 + 30 = 64 \text{cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

- en déduire le nombre de marches m :

$$m = \frac{n}{2} - 1 \Rightarrow m = 9 - 1 = 8 \Rightarrow 8 \text{ marches par chaque volée.}$$

$$\text{Inclinaison : } \text{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,57$$

$$\Rightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

Longueur de paillasse

$$l = \frac{2.4}{\cos \alpha} = 2.759 \text{ m}$$

a. Évaluation de l'épaisseur de la paillasse et du palier :

L'épaisseur de paillasse et le palier est déterminée comme suite : $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$

$$L = 2.795 \text{ m} \Rightarrow 9.316 \text{ cm} \leq e \leq 13.975 \text{ cm} ; \text{ On prend } e = 15 \text{ cm}$$

b. Épaisseur de palier :

Pour le palier, on adopte une épaisseur de 15cm.

- **Condition de dégagement rapide des escaliers :**

$$1.2 \text{ m} \leq \text{l'emmarchement} \leq 1.5 \text{ m} \quad \text{Pour un bâtiment collectif}$$

2.4.5. Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont les éléments de la structure, qui transmettent les charges verticales aux fondations. Ils participent au contreventement total ou partiel des bâtiments.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la vérification de la résistance d'une section choisie intuitivement avec une section d'armature de 1% de la section de béton sous l'action de l'effort normal maximal (le poteau le plus chargé) déterminé par la descente des charges permanentes et des surcharges d'exploitation à l'état limite ultime ($N_u = 1,35G + 1,5Q$).

En résumé, Les Poteaux ils sont pré-dimensionnés par:

- Les conditions du R.P.A.99,
- Critère de stabilité: La condition de non-flambement,
- Critère de résistance: La descente des charges.

Les exigences de RPA en zone II[10]

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b, h) \geq 30 \text{ cm} \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \end{array} \right. \quad \text{RPA (Article 7.4.1)}$$

$$h_e = 3.06 - 0.40 = 2.66 \text{ m}$$

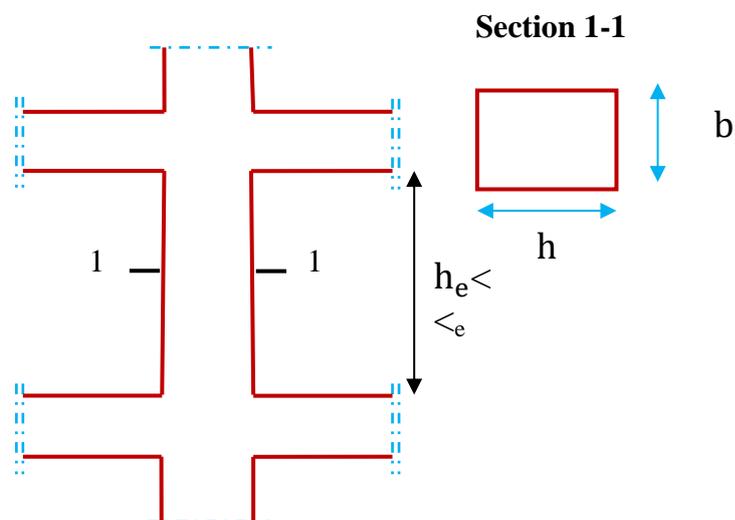


Figure 2.16 : Hauteur libre de poteaux d'étage.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99 (version 2003) citées ci-dessus. On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

2.4.6. La maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en brique creuse :

-Les murs extérieurs sont faits en doubles cloisons en brique creuses de (Celle de l'intérieur de 10cm pour d'épaisseur et celle de l'extérieur de 15cm d'épaisseur) séparées par un vide de 5cm pour l'isolation thermique et phonique.

-Les murs intérieurs (cloisons de séparation) sont faits en simple paroi de briques de 10 cm d'épaisseur.

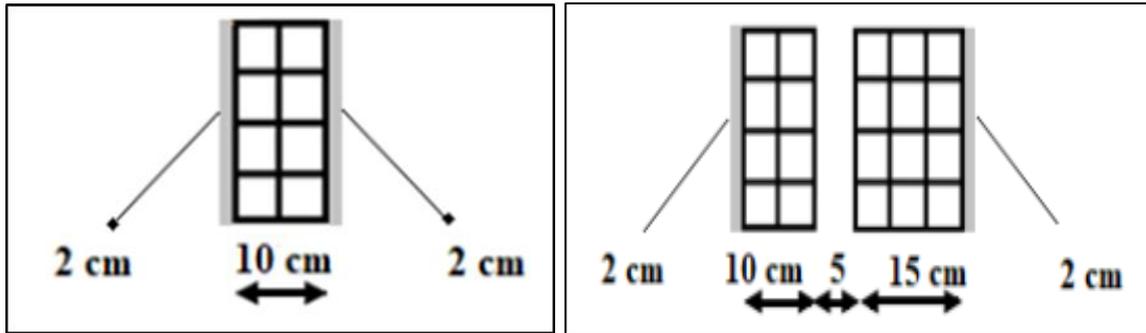


Figure 2.17 : Coupe transversale d'un mur intérieur et extérieur.

2.4.7. Évaluation des charges et surcharges :

Évaluation des charges et surcharges est pour but la détermination des charges et surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

Tous les Charge permanente et d'exploitation (DTRB.C 2.2) [11]

➤ **Charges permanentes :**

-Plancher terrasse : $G = 6.836 \text{ KN}/m^2$

-Plancher étage courant : $G = 5.740 \text{ KN}/m^2$

➤ **Charges d'exploitations :**

-Plancher terrasse : $Q = 1 \text{ KN}/m^2$

-Plancher étage courant : $Q = 1.5 \text{ KN}/m^2$

➤ **Les charges permanentes et d'exploitations d'un balcon**

$$G_b = 5.290 \text{ KN}/m^2$$

$$Q_b = 3.500 \text{ KN}/m^2$$

➤ **charges permanentes des cloisons extérieures**

$$G_E = 2.810 \text{ KN}/m^2$$

➤ **Les charges permanentes et d'exploitations d'un escalier**

1. Le paillasse :

$$G_p = 7.97621 \text{ KN}/m^2$$

$$Q_p = 2.500 \text{ KN}/m^2$$

2. Palier de repos :

$$G_{pr} = 5.150 \text{ KN}/m^2$$

$$Q_{pr} = 2.500 \text{ KN}/m^2$$

➤ **Charges permanentes et d'exploitation d'un acrotère**

$$S = S1 + S2 + S3$$

$$S = (0.9 * 0.1) + (0.05 * 0.05) + \left(\frac{0.05 * 0.05}{2}\right) = 0.09375 \text{m}^2$$

$$G = \rho \times S = 25 \times 0.09375 = 2.344 \text{N/ml avec:}$$

- G : poids propre de l'acrotère en mètre linéaire.
- ρ : Poids volumique du béton : 25 KN/m³

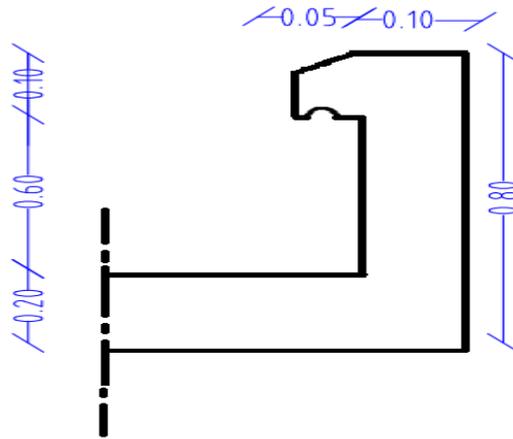


Figure 2.18: Schéma de l'acrotère

$$G = 2.444 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

2.4.8. Descente de charges :

L'objectif étant de connaître la répartition et les cheminements des charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure depuis le haut jusqu'aux fondations. Afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage on aura à considérer :

- Le poids propre de l'élément.
- La charge de plancher qu'il supporte.
- La part de cloison répartie qui lui revient.
- Les éléments secondaires (escalier, acrotère.)

La descente de charge se fait du niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations). Nous appliquons les lois de dégression uniquement pour les étages à usages d'habitation.

2.4.9. Loi de dégression (DTRB.C 2.2) [11] :

Soit q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment Q_1, Q_2, Q_3 on les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1,2,3...n numérotés à partir du sommet du bâtiment. On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitations suivantes :

Sous toit ou terrasse Q_0

Sous dernier étage (étage 1) $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement inférieur

(Étage 2) $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

(Étage 3) $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

(Étage 4) $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

(Étage n) $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots Q_n)$

En tenant compte de la dégression des surcharges de la façon suivante :

$$\Sigma Q = Q_0 = 1000 \text{ N} = 1\text{KN}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + Q_1 = 2500 \text{ N} = 2.5\text{KN}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 3850 \text{ N} = 3.85\text{KN}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 5050 \text{ N} = 5.05\text{KN}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 6100 \text{ N} = 6.1\text{KN}$$

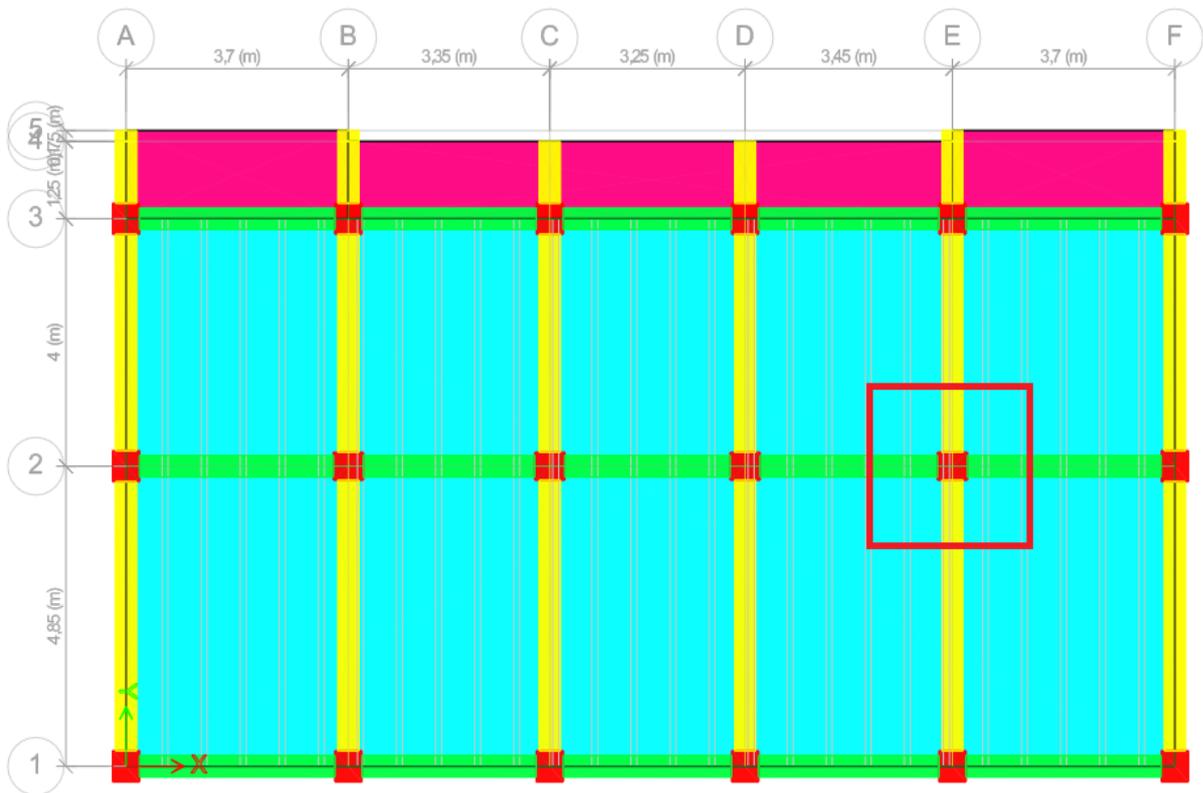


Figure 2.19: Emplacement du poteau le plus sollicité (sur la plan).

Pour la vérification de leur section dans ce cas On prend un type de poteau N°20 ou leur emplacement est indiqué sur la figure ci-dessous :

La surface afférente du poteau B2 est représentée dans la figure qui suit :

Les distances sont prisées entre nus d'appuis.

S1, S2, S3, S4=surface du plancher a corps creux

LPP= longueur des poutres principales

LPS= longueur des poutres secondaire.



Figure 2.20 : Schéma de poteau la plus sollicité (surface afférente).

- **Poteau de rive : (La surface afférente)**

$$S_1 = 1,5 \times 1,75 = 2,625 \text{ m}^2.$$

$$S_2 = 1,625 \times 1,75 = 2,844 \text{ m}^2.$$

$$S_3 = 1,625 \times 2,175 = 3,534 \text{ m}^2.$$

$$S_4 = 1,5 \times 2,175 = 3,2625 \text{ m}^2.$$

Donc : $S_t = 11,2655 \text{ m}^2$

- **Poutre :**

$$G_{pp1} = 25 \times 0,45 \times 0,35 \times 1,75 = 6,891 \text{ KN}$$

$$G_{pp2} = 25 \times 0,45 \times 0,35 \times 2,175 = 8,564 \text{ KN}.$$

$$G_{ps1} = 25 \times 0,40 \times 0,35 \times 1,5 = 5,25 \text{ KN}.$$

$$G_{ps2} = 25 \times 0,40 \times 0,35 \times 1,625 = 5,867 \text{ KN}.$$

Donc : $G_{p.tot} = 26,572 \text{ KN}$

Les niveaux	Section du Poteau	La surface du poteau (S) m ²	La surface afférente (S) m ²
RDC 1 ^{ème} -2 ^{ème} 3 ^{ème} -4 ^{ème}	50 × 45	0,225	11,2655

Tableaux 2.1 : Les différentes sections de poteau

Etages	Niveau	Elément	Poids Propre G (KN)	Charge Q (KN)
4 ^{ème} étage	N ₀	Plancher terrasse+ acrotère	$6.84 \times 11.2655 + 2.344$ 79.40	11.2655
		Poutres	26.572	
	Somme		105.972	11.2655
3 ^{ème} étage	N ₁	Venant N ₀	105.972	28.1638
		Poteau	$0.50 \times 0.45 \times 3.06 \times 25 = 17.21$	
		Plancher étage+ m exterieur	$5.74 \times 11.2655 + 2.81 = 67.47$	
		Poutres	26.572	
	Somme		217.224	28.1638
2 ^{ème} étage	N ₂	Venant N ₁	217.224	43.3712
		Poteaux	17.21	
		Plancher étage	67.47	
		Poutres	26.572	
	Somme		328.476	43.3712
1 ^{ème} étage	N ₃	Venant N ₂	328.476	56.891
		Poteaux	17.21	
		Plancher étage	67.47	
		Poutres	26.572	
	Somme		436.728	56.891
R D C	N ₄	Venant N ₃	436.728	68.72
		Poteaux	17.21	
		Plancher étage	67.47	
		Poutres	26.572	
	Somme		547.98	68.72
en ELU			1.35 G = 739.773	1.5 Q = 103.08
Effort normal à la base du poteau			N _u = 842.853 KN	

Tableaux 2.2 : La descente de charge de poteau

❖ **Vérification :**

Selon le CBA93 (article B.8.11)[8] on doit majorer pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois Travées l'effort de compression ultime N_u à 10 % telle que :

$$N_u = 1.15 (1.35G + 1.5Q)$$

-L'effort normal maximum : $N_u = 1.15 \times 842.853 = 969.281\text{KN}$

Donc : $N_u = 969.281 \text{ KN}$ (Pour le poteau (50×45))

L'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

α : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique λ .

$\lambda = \max(\lambda_x; \lambda_y)$ Avec

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{b} \quad ; \quad \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h}$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 \quad (\text{BAEL91Art B. 8. 3. 31}) \quad \Rightarrow \quad l_f = 0.7 \times 3.06 = 2.14\text{m}$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{2.14}{0.45} = 16.47 \quad ; \quad \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{2.14}{0.50} = 14.83$$

$\lambda = 16.47 < 50 \Rightarrow$ selon (BAEL91Art B. 8. 4. 1):

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{16.47}{35} \right)^2} = 0.814$$

B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périphérique.

$$B_r = (h - 2) (b - 2)$$

$$\gamma_b = 1.50 \quad ; \quad \gamma_s = 1.15$$

A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$A = \max(A_{\text{BAEL}} ; A_{\text{RPA}})$$

Poteau	N_u (KN)	α	$A_{\text{min}}^{\text{BAEL}}$ (mm ²)	$A_{\text{min}}^{\text{RPA}}$ (mm ²)	A (mm ²)	B_r (mm ²)	\bar{N} (KN)	Condition
50x45	969.281	0.814	1181.3	18000	18000	206400	8207.64	CV

Tableau 2.3: Résultats des vérifications au flambement.

2.4.10. Récapitulatif du pré dimensionnements :

Pour clôturer ce chapitre relatif au pré dimensionnement des éléments, nous présentons ci-dessous les dimensions adoptées pour les différents éléments composant la structure de notre bâtiment :

a. Plancher :

- Plancher à corps creux 16+4 cm.
- Plancher à dalle pleine de 15 cm.

b. Poutres :

- Poutre principale : $b = 35 \text{ cm}$; $h = 45 \text{ cm}$.
- Poutre secondaire : $b = 35 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$.

c. Poteau :

- Poteaux RDC 1^{eme} 2^{eme} et 3^{eme} étage et 4^{eme} étage: (50×45) cm.

d. Escalier :

- $e = 15 \text{ cm}$ pour la paillasse.
- $e = 15 \text{ cm}$ pour le palier de repos.

2.5. Charges sismiques

Dans le cadre de la conception parasismique, les charges sismiques représentent les efforts horizontaux engendrés par le séisme sur la structure. Elles sont modélisées par un chargement statique équivalent appliqué au niveau de chaque plancher, dans les deux directions orthogonales du bâtiment.

Ces efforts tranchants conventionnels sont évalués via la méthode statique équivalente réglementaire, décrite dans le RPA 99/V 2003 [1] . Celle-ci consiste à multiplier la masse de chaque niveau i par un coefficient sismique C_i , fonction de la zone sismique, de la classe de sol, de la catégorie d'importance du bâtiment et de sa période propre dans la direction considérée.

La distribution des efforts tranchants le long de la hauteur est réalisée proportionnellement aux déplacements du premier mode vibratoire. Cette méthode permet d'approcher la réponse maximale de la structure sous séisme, en vue de dimensionner ses éléments résistants. Bien que simplificatrice, elle offre une estimation fiable des efforts intérieurs sismiques par rapport aux analyses dynamiques temporelles.

2.5.1. Aperçu sur la méthode statique équivalente présentée dans le RPA 99/V 2003

a) Principe

Dans cette approche, les efforts dynamiques réels qui se développent dans l'ouvrage sous séisme sont substitués par un système de forces statiques fictives dont les effets sont supposés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se produire dans une direction quelconque du plan horizontal. Les efforts horizontaux conventionnels représentant le séisme sont alors considérés appliqués successivement selon deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Généralement, ces deux directions principales correspondent aux axes principaux du plan horizontal de la structure. Ainsi, en chaque point de la structure, deux efforts sismiques horizontaux sont déterminés, l'un selon l'axe X, l'autre selon l'axe Y. Chacun de ces efforts est obtenu en multipliant la masse du niveau considéré par le coefficient sismique correspondant à la direction d'analyse. Cette méthode statique équivalente permet de dimensionner les éléments de la structure soumis à ces sollicitations sismiques conventionnelles majorées.

b) Modélisation

Le modèle de bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions d'analyse est plan, avec des masses concentrées au centre de gravité des planchers. Un seul degré de liberté en translation horizontale est associé à chaque niveau, sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux directions puissent être découplés.

La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie. Seul le premier mode propre de vibration de l'ouvrage est à considérer dans le calcul de l'effort tranchant sismique total.

Ainsi, la structure est schématisée par un modèle simplifié à un degré de liberté par niveau, en ne retenant que sa réponse dans la direction horizontale considérée. Cette approche permet de déterminer l'effort tranchant à chaque étage pour le dimensionnement des éléments verticaux résistants, en ne prenant en compte que le premier mode vibratoire prépondérant.

C) Condition d'application de la méthode statique équivalente

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le (groupe d'usage 2), car il est à usage d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.

Selon les conditions de RPA 2003 on doit faire une vérification de régularité en plan et en élévation [10].

▪ **Régularité en plan :**

- 1- Le bâtiment présente sensiblement une symétrie orthogonale aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.
- 2- A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité et le centre de masses ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
- 3- La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport (longueur/largeur) du plancher inférieure à 4.
- 4- La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.
- 5- Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considéré comme indéformables dans leur plan. Pour cela la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

Régularité en élévation :

- 1- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.
- 2- Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement, sans changement brusque, de la base au sommet du bâtiment.
- 3- Dans le cas de décrochement en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1.5 fois sa plus petite dimension.

d) Calcul de la force sismique totale à la base

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

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

A: Coefficient d'accélération de zone.

D: Facteur d'amplification dynamique moyen.

Q: Facteur de qualité.

R: Coefficient de comportement global de la structure.

W: Poids total de la structure.

A: Donné par le tableau 4.1 (RPA 99/ V 2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

D: En fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale(T) de la structure.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{2/3} (3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7$$

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

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site donnée par le tableau 4.7 (RPA 99/V 2003).

T: Période fondamentale de la structure qui peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

R: Dépend du système de contreventement sa valeur est donnée par le tableau 4.3 (RPA 99/V 2003).

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

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent la structure.
- La régularité en plan et en élévation.
- Contrôle de la qualité des matériaux.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante:

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non. Sa valeur est donnée au tableau 4.4 (RPA 99/ V 2003).

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

Avec :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitations.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 (RPA 99/ V 2003).

e) Distribution de la résultante des forces selon la hauteur

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i$$

F_t : Force concentrée au sommet de la structure (figure 2.22) permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration, sa valeur ne dépassera en aucun cas

$0.25V$, et déterminée par :

$$F_t = \begin{cases} 0.07 + V & \text{Si } T \geq 0.7s \\ 0 & \text{Si } T \leq 0.7s \end{cases}$$

T : Période fondamentale de la structure.

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i .

h_i : Niveau du plancher où s'exerce la force F_i .

W_i : Poids revenant aux planchers i .

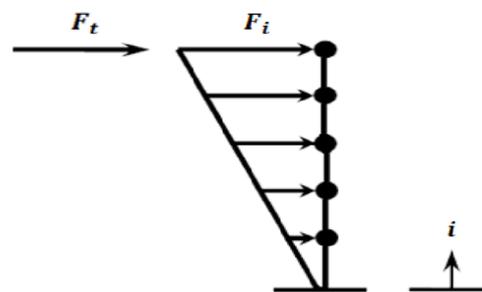


Figure 2.21 : Distribution de la résultante des forces sur les différents niveaux.

f) Distribution horizontale des forces sismiques

L'effort tranchant au niveau de l'étage K :

$$F_i = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

2.5.2. Application de la méthode sur les bâtiments

Dans notre cas, les bâtiments étudiés présentent des configurations symétriques vis-à-vis les deux directions orthogonales, aussi bien pour la distribution des masses que celle des rigidités (bâtiments réguliers), donc la méthode statique équivalente est applicable. Les formules empiriques utilisées dans cette étude pour estimer la période fondamentale de vibration sont données dans le tableau 1.3.

2.5.2.1. Modélisation

La structure de chaque bâtiment est modélisée comme une console verticale encastrée à la base, dont les masses sont concentrées au niveau du centre de masse de chaque plancher des bâtiments. Ce modèle est basé sur l'hypothèse selon laquelle les planchers sont supposés infiniment rigides dans leurs plans. Les degrés de liberté considérés, sous séisme horizontale, sont les déplacements horizontaux des planchers dans les deux directions orthogonales des bâtiments.

2.5.2.2. Calcul des forces sismiques totales à la base

a) Bâtiment en (R+4)

Les résultats de calcul des forces sismiques totales « V » à la base obtenue par chacune des quatre formules empiriques des trois règlements considérés sont donnés dans le tableau 2.5.

Codes	Période (s)	W (KN)	V (KN)
RPA	0.494	10116.3258	748.6081
Eurocode 8	0.58	10116.3258	608.192
ASCE 7-22	0.579	10116.3258	283.4042

Tableau 2.4 : Forces sismiques totales à la base du bâtiment en (R+4).

b) Bâtiment en (R+8)

Les résultats de calcul des forces sismiques totales à la base ont donné dans le tableau 2.6.

Codes	Période (s)	W (KN)	V (KN)
RPA	0.579	17453.46	959.9405
Eurocode 8	0.902	17453.46	794.1504
ASCE 7-22	1.1	17453.46	318,56

Tableau 2.5: Forces sismiques totales à la base du bâtiment en (R+8).

L'examen des résultats, nous permet de faire les observations suivantes :

- La force sismique totale à la base d'un bâtiment est inversement proportionnelle à sa période fondamentale de vibration.
- Les périodes fondamentales obtenues par les formules RPA 99/ V 2003 sont plus faibles par rapport à celles résultants des formules de l'Eurocode 8 et du code américain ASCE 7-22. Soit une réduction moyenne de **17%** pour le bâtiment en (R+4) et de **72%** pour (R+8).

- Les forces sismiques totales à la base résultante de l'utilisation des formules du RPA99/V 2003 sont plus élevées que celles obtenues en considérant les formules des codes Eurocode 8 et ASCE 7-22. Soit une augmentation moyenne de **12%** pour le bâtiment en (R+4) et de **60%** pour le bâtiment en (R+8).
- L'effort tranchant la plus élevée dans le RPA suggèrent que ce code est plus conservateur en termes de conception sismique, requérant des structures capables de résister à des forces plus importantes. L'Eurocode 8 et surtout l'ASCE 7-22 permettent des forces sismiques plus basses, ce qui pourrait impliquer des conceptions moins robustes mais plus économiques.
- Nous remarquons que l'erreur entre le code Algérien et les deux code (ASCE et EC8) augmente avec l'augmentation de la hauteur.

2.5.2.3. Distribution des résultantes des forces selon la hauteur

a) Bâtiment en (R+4)

Les forces sismiques « F_i » et les efforts tranchants « V_k » de niveau obtenues par chacune des quatre formules empiriques des trois règlements considérés sont résumés dans le tableau 2.7 et 2.8.

Niveaux	RPA 2003		Eurocode 8		ASCE 7-22	
	F_{xi} (KN)	V_{kx} (KN)	F_{xi} (KN)	V_{kx} (KN)	F_{xi} (KN)	V_{kx} (KN)
5	265.315	265.315	212.1102	212.1102	300.65	300.65
4	466.2054	731.5204	372.7153	584.825	526.443	827.093
3	617.5231	1349.04	493.689	1078.51	694.7111	1521.80
2	718.4015	2067.445	574.3374	1652.85	805.2212	2327.03
1	768.841	2836.29	614.662	2267.51	859.08	3186.11

Tableau 2.6 : Forces sismiques et efforts tranchants de niveau du bâtiment R+4 (sens x-x)

Niveaux	RPA2003		Eurocode 8		ASCE 7-22	
	F_{yi} (KN)	V_{ky} (KN)	F_{yi} (KN)	V_{ky} (KN)	F_{yi} (KN)	V_{ky} (KN)
5	258.333	258.333	209.818	209.818	99.291	99.291
4	453.937	712.267	368.69	578.508	173.81	273.101
3	601.2725	1313.54	488.353	1066.861	229.30	502.401
2	699.50	2013.03	568.131	1634.99	265.698	768.099
1	748.61	2761.64	608.02	2243.01	283.404	1051.50

Tableau 2.7 : Forces sismiques et efforts tranchants de niveau du bâtiment R+4 (sens y-y)

b) Bâtiment en (R+8)

Les forces sismiques « F_i » et les efforts tranchants « V_k » de niveau obtenues par chacune des trois formules empiriques des trois règlements sont résumés dans le tableau 2.9 et 2.10.

Niveaux	RPA 2003		Eurocode 8		ASCE 7-22	
	F_{xi} (KN)	V_{kx} (KN)	F_{xi} (KN)	V_{kx} (KN)	F_{xi} (KN)	V_{kx} (KN)
9	196.744	196.744	139.155	139.155	341.3921	341.3921
8	356.063	552.807	251.8393	390.99	608.9592	950.35
7	501.085	1053.892	354.4118	745.40	843.6623	1794.012
6	627.23	1681.122	443.6323	1189.03	1039.2704	2637.674
5	736.68	2417.802	521.0421	1710.07	1200.6176	3838.292
4	825.751	3243.553	584.0441	2294.114	1324.0545	5162.35
3	892.84	4136.393	631.4994	2926.64	1409.9021	6572.25
2	937.775	5074.148	663.1362	3589.78	1461.05	8033.3
1	959.940	6034.088	678.955	4268.735	1482.15	9515.45

Tableau 2.8 : Forces sismiques et efforts tranchants de niveau du bâtiment (R+8). (Sens x-x)
 Les résultats présentés dans les tableaux comparent les forces sismiques et les forces de cisaillement pour les différents niveaux d'un bâtiment selon trois codes de construction : RPA 2003, Eurocode 8, et ASCE 7-22.

Niveaux	RPA2003		Eurocode 8		ASCE 7-22	
	F_{yi} (KN)	V_{ky} (KN)	F_{yi} (KN)	V_{ky} (KN)	F_{iy} (KN)	V_{ky} (KN)
9	196.744	196.744	162.765	162.765	74.07	74.07
8	356.063	552.807	294.567	457.332	131.95	206.02
7	501.085	1053.892	414.543	871.875	182.56	388.58
6	627.23	1681.122	518.901	1390.776	224.595	613.175
5	736.68	2417.802	609.445	2000.221	259.110	872.285
4	825.751	3243.553	683.116	2683.337	285.376	1157.661
3	892.84	4136.393	738.643	2683.337	303.518	1461.179
2	937.775	5074.148	775.648	3421.98	314.223	1775.402
1	959.940	6034.088	794.15	4216.13	318.567	2093.969

Tableau 2.9: Forces sismiques et efforts tranchants de niveau du bâtiment (R+8). (sens y-y)

2.5.2.4. Comparaison entre les efforts tranchants de niveau « V_K »

Dans ce paragraphe, nous effectuons une comparaison des efforts tranchants de niveau « V_K » obtenus par les formules du RPA 99 et ceux issus des formules des codes Eurocode 8 et ASCE 7-22.

Niveaux	$\frac{V_{Kx RPA}}{V_{Kx Eurocode 8}}$	$\frac{V_{Kx RPA}}{V_{Kx ASCE 7-22}}$	$\frac{V_{Ky RPA}}{V_{Ky Eurocode 8}}$	$\frac{V_{Ky RPA}}{V_{Ky ASCE 7-22}}$
5	1.25	0.88	1.23	2.60
4	1.25	0.88	1.23	2.60
3	1.25	0.88	1.23	2.60
2	1.25	0.88	1.23	2.62
1	1.25	0.89	1.23	2.62

Tableau 2.10 : Comparaison entre les efforts tranchants de niveau « V_K » (bâtiment R+4).

Commentaire :

- Les ratios des forces de cisaillement V_{kx} et V_{ky} entre le RPA et l'Eurocode 8 sont constants pour les niveaux 5 à 1. Le ratio est de 1.25 pour V_{kx} et de 1.23 pour V_{ky} .
- Les ratios des forces de cisaillement V_{kx} entre le RPA et l'ASCE 7-22 sont légèrement inférieurs à 1, avec une valeur moyenne de 0.88 pour les niveaux 5 à 3, et légèrement augmentés à 0.89 pour les niveaux 2 et 1.
- Les ratios des forces de cisaillement V_{ky} entre le RPA et l'ASCE 7-22 sont beaucoup plus élevés, avec une valeur moyenne de 2.60 pour les niveaux 5 à 3, et augmentés à 2.62 pour les niveaux 2 et 1.

Niveaux	$\frac{V_{Kx RPA}}{V_{Kx Eurocode 8}}$	$\frac{V_{Kx RPA}}{V_{Kx ASCE 7-22}}$	$\frac{V_{Ky RPA}}{V_{Ky Eurocode 8}}$	$\frac{V_{Ky RPA}}{V_{Ky ASCE 7-22}}$
9	1.41	0.576	1.21	2.66
8	1.41	0.581	1.21	2.68
7	1.41	0.587	1.21	2.71
6	1.41	0.637	1.21	2.74
5	1.41	0.629	1.21	2.77
4	1.41	0.628	1.21	2.80
3	1.41	0.629	1.54	2.83
2	1.41	0.631	1.48	2.85
1	1.41	0.634	1.43	2.88

Tableau 2.11 : Comparaison entre les efforts tranchants de niveau « V_K » (bâtiment R+8).

Nous constatons que les efforts tranchants de niveau « V_K » obtenus en considérant les formules du RPA 99/ V 2003 sont plus importants que ceux résultants de l'utilisation des formules de l'Eurocode 8 et du code américain ASCE 7-22.

Soit une augmentation de l'ordre de 23% à 89% pour le bâtiment en (R+4) (tableau 2.11) et de l'ordre de 21% à 88% pour le bâtiment en (R+8) (tableau 2.12).

2.5.2.5. Diagrammes des efforts tranchants de niveau « V_K »

Pour mieux apprécier l'influence de la valeur de la période fondamentale sur l'effort tranchant de niveau « V_K », nous traçons les diagrammes des efforts tranchants de niveau des deux bâtiments, correspondant à chacune des quatre formules empiriques des trois codes considérés, (figures 2.22, et 2.23).

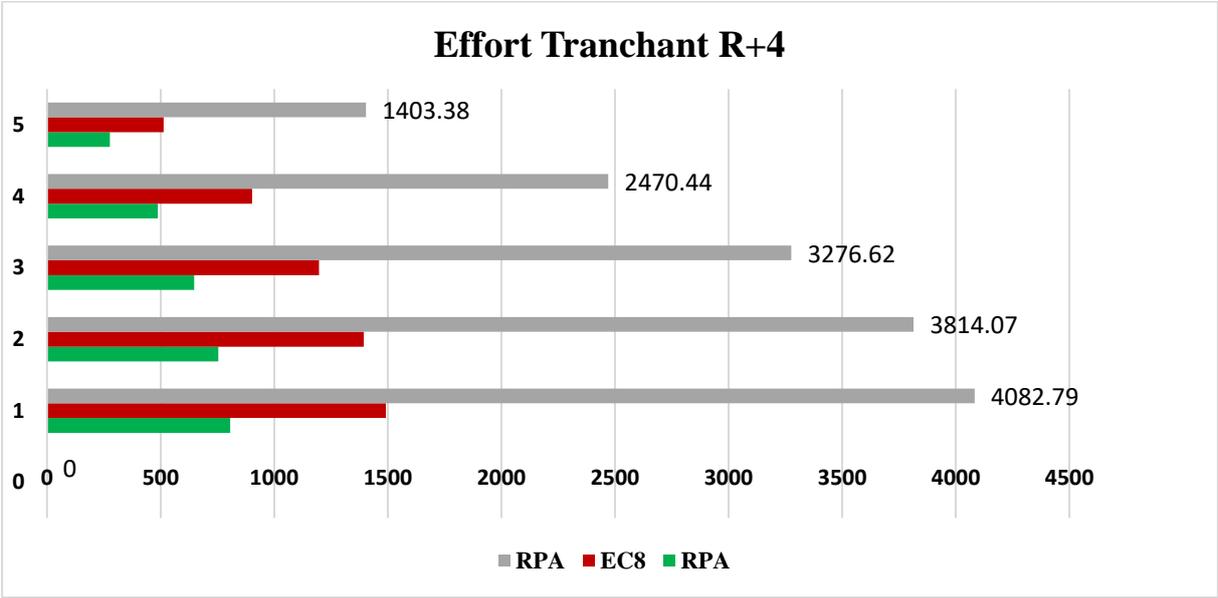


Figure 2.22 : Diagrammes des efforts tranchants de niveau du bâtiment en (R+4).

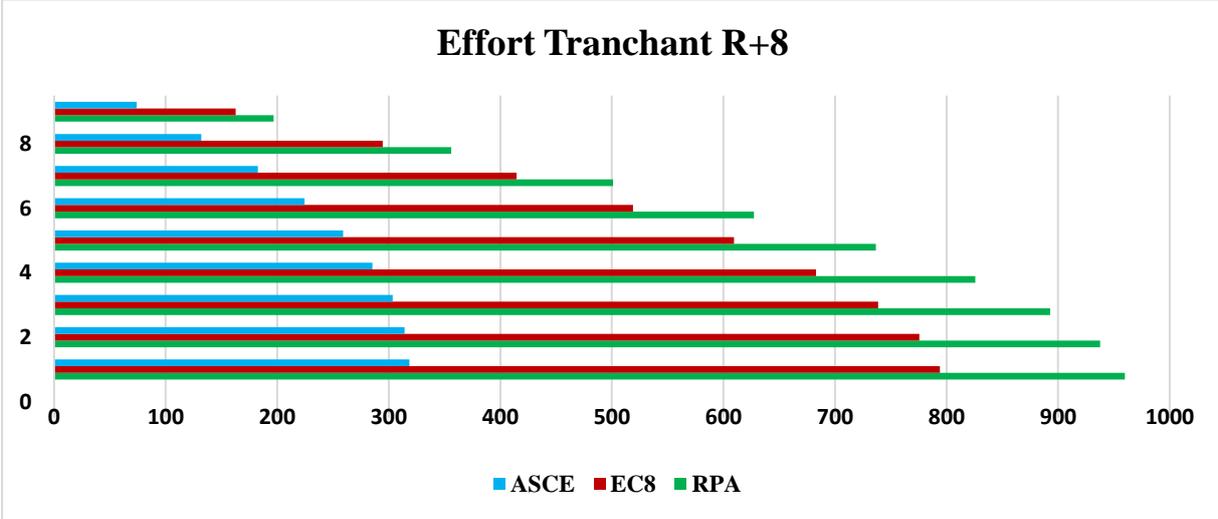


Figure 2.23 : Diagrammes des efforts tranchants de niveau du bâtiment en (R+8).

En conclusion, les ratios des forces de cisaillement montrent que le RPA impose des exigences plus élevées pour la résistance sismique dans les directions V_{kx} et V_{ky} par rapport à l'Eurocode 8 et l'ASCE 7-22. Cela reflète une approche plus conservatrice du RPA en matière de conception sismique, offrant potentiellement une meilleure protection mais également des coûts de construction plus élevés.

2.6. Vérification aux exigences du RPA 99/ v 2003

2.6.1. Vérification de l'effort normale réduit :

Le RPA 99/V 2003, Art 7.4.3.1, stipule que 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, noté « N_d », exprimé sous forme réduite (effort normal réduit, ν), est limité par la condition suivante : $\nu = \frac{N_d}{B_c * f_{c28}} \leq 0.30$; Où B_c : Section de béton du poteau. f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton. Tous les résultats de calcul sont résumés dans le tableau 2.13 pour le bâtiment en (R+4), et tableau 2.14 pour le bâtiment en (R+8).

Etages	$B_c(cm^2)$	$N_d(kN)$	ν	Observation
RDC et étage 1 et 2 et 3 et 4	50*45= 2250	1184.231	0.21	vérifiée

Tableau 2.12: Vérification de l'effort normal réduit pour le bâtiment en (R+4).

Etages	$B_c(cm^2)$	$N_d(kN)$	ν	Observation
RDC et étage 1 et 2 et 3 et 4 .	50*45=2250	2393 .9854	0.043	vérifiée
Etages 5 et 6	45*40=1800	1207.208	0.27	vérifiée
Etages 7 et 8	40* 35= 1400	552 .164	0.16	vérifiée

Tableau 2.13: Vérification de l'effort normal réduit pour le bâtiment en (R+8).

2.6.2. Justification vis à vis des déformations

Selon le RPA99/V 2003, Art 5.10, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "K "par rapport au niveau " K-1" est égale, selon le RPA99/V 2003, Art 4.4.3, à : $\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$;

avec : $\delta_K = R * \delta_{ek}$

Où : δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i .

R : Coefficient de comportement.

a) Bâtiment en (R+4) Tous les résultats de calcul obtenus pour chacune des quatre formules empiriques des trois règlements considérés sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Niveaux	δ_{ek} (cm)		R	R x δ_{ek} (cm)		Δ_K		h_k (cm)	1% h_k (cm)
	δ_{ekX} (XX)	δ_{ekY} (YY)		R (δ_{ekX})	R (δ_{ekY})	Δ_{KX}	Δ_{KY}		
5	1.0039	0.9942	3.5	3.513	3.479	0.473	0.545	306	3.06
4	0.8683	0.8383	3.5	3.04	2.934	0.648	0.663	306	3.06
3	0.6835	0.6489	3.5	2.392	2.271	0.839	0.828	306	3.06
2	0.4437	0.4125	3.5	1.553	1.443	0.924	0.882	306	3.06
1	0.1797	0.1603	3.5	0.629	0.561	0.629	0.561	306	3.06

Tableau 2.14 : Vérification des déplacements relatifs du bâtiment en (R+4) obtenus dans le cas d'étude par la formule RPA.

Niveaux	δ_{ek} (cm)		R	R x δ_{ek} (cm)		Δ_K		h_k (cm)	1% h_k (cm)
	δ_{ekX} (XX)	δ_{ekY} (YY)		R δ_{ekX}	R δ_{ekY}	Δ_{KX}	Δ_{KY}		
5	0.8026	0.8075	3.5	2.8091	2.826	0.38	0.443	306	3.06
4	0.6942	0.6809	3.5	2.43	2.383	0.518	0.538	306	3.06
3	0.5464	0.527	3.5	1.912	1.845	0.671	0.672	306	3.06
2	0.3547	0.335	3.5	1.241	1.173	0.738	0.717	306	3.06
1	0.1437	0.1302	3.5	0.503	0.456	0.503	0.456	306	3.06

Tableau 2.15 : Vérification des déplacements relatifs du bâtiment en (R+4) obtenus dans le cas d'étude par la formule de l'Eurocode 8.

Niveaux	δ_{ek} (cm)		R	R x δ_{ek} (cm)		Δ_K		h_k (cm)	1% h_k (cm)
	δ_{ekX} (XX)	δ_{ekY} (YY)		R x δ_{ekX}	R δ_{ekY}	Δ_{KX}	Δ_{KY}		
5	1.1286	0.379	3	3.3858	1.137	0.4608	0.179	306	3.06
4	0.9751	0.3192	3	2.925	0.958	0.625	0.218	306	3.06
3	0.7665	0.2467	3	2.30	0.740	0.809	0.271	306	3.06
2	0.4969	0.1566	3	1.491	0.469	1.424	0.287	306	3.06
1	0.201	0.0608	3	0.067	0.182	0.067	0.182	306	3.06

Tableau 2.16 : Vérification des déplacements relatifs du bâtiment en (R+4) obtenus dans le cas d'étude par la formule d'ASCE 7-22.

Commentaire : En conclusion, les résultats montrent que les déplacements et les forces selon la norme ASCE 7-22 sont globalement plus élevés pour δ_{ekX} mais plus bas pour δ_{ekY} , en comparaison avec les normes RPA et EC8. Les déformations sont les plus consistantes entre RPA et EC8, tandis que l'ASCE présente des variations plus marquées. Ces différences

reflètent les différentes philosophies et approches des normes de construction sismique en termes de rigidité, flexibilité, et sécurité structurelle.

b) Bâtiment en (R+8) : Tous les résultats de calcul obtenus pour chacune des quatre formules empiriques des trois règlements considérés sont récapitulés dans les tableaux suivants

Niveaux	δ_{ek} (cm)		R	R x δ_{ek} (cm)		Δ_K		h_k (cm)	1% (cm) h_k
	δ_{ekX} (XX)	δ_{ekY} (YY)		R x δ_{ekX}	R x δ_{ekY}	Δ_{KX}	Δ_{KY}		
9	2.6972	2.9764	3.5	9.4402	10.417	0.545	0.786	306	3.06
8	2.5415	2.7518	3.5	8.895	9.631	0.895	1.142	306	3.06
7	2.2836	2.4257	3.5	8.00	8.489	1.058	1.183	306	3.06
6	1.9834	2.0875	3.5	6.942	7.306	1.146	1.333	306	3.06
5	1.6561	1.7065	3.5	5.796	5.973	1.296	1.439	306	3.06
4	1.2855	1.2952	3.5	4.50	4.5332	1.19	1.26	306	3.06
3	0.9451	0.9334	3.5	3.31	3.267	1.26	1.29	306	3.06
2	0.5858	0.5647	3.5	2.05	1.9764	1.24	1.23	306	3.06
1	0.2304	0.2123	3.5	0.806	0.743	0.80	0.74	306	3.06

Tableau 2.17: Vérification des déplacements relatifs du bâtiment en (R+8) obtenus dans le cas d'étude par la formule RPA.

Niveaux	δ_{ek} (cm)		R	R x δ_{ek} (cm)		Δ_K		h_k (cm)	1% h_k (cm)
	δ_{ekX} (XX)	δ_{ekY} (YY)		R x δ_{ekX}	R x δ_{ekY}	Δ_{KX}	Δ_{KY}		
9	1.9077	2.4624	3.5	6.68	8.6184	0.388	0.650	306	3.06
8	1.7976	2.2765	3.5	6.292	7.968	0.639	0.945	306	3.06
7	1.6152	2.0067	3.5	5.653	7.023	0.743	0.978	306	3.06
6	1.4028	1.727	3.5	4.91	6.045	0.81	1.104	306	3.06
5	1.1714	1.4118	3.5	4.1	4.941	0.918	1.191	306	3.06
4	0.9092	1.0715	3.5	3.182	3.7502	0.842	1.05	306	3.06
3	0.6684	0.7722	3.5	2.34	2.703	0.89	1.068	306	3.06
2	0.4143	0.4671	3.5	1.45	1.6349	0.879	1.02	306	3.06
1	0.163	0.1756	3.5	0.571	0.615	0.571	0.615	306	3.06

Tableau 2.18: Vérification des déplacements relatifs du bâtiment en (R+8) obtenus dans le cas d'étude par la formule de l'Eurocode 8

Niveaux	δ_{ek} (cm)		R	R x δ_{ek} (cm)		Δ_K		h_k (cm)	1% h_k (cm)
	δ_{ekX} (XX)	δ_{ekY} (YY)		R δ_{ekX}	R δ_{ekY}	Δ_{KX}	Δ_{KY}		
9	4.3796	1.0467	3	13.14	3.1401	0.8	0.25	306	3.06
8	4.1125	0.9634	3	12.34	2.8902	1.317	0.3552	306	3.06
7	3.6742	0.8435	3	11.023	2.535	1.511	0.372	306	3.06
6	3.1707	0.7209	3	9.512	2.163	1.622	0.41	306	3.06
5	2.629	0.5848	3	7.89	1.7544	1.81	0.434	306	3.06
4	2.0254	0.4402	3	6.08	1.3206	1.64	0.3753	306	3.06
3	1.4796	0.3151	3	4.44	0.9453	1.7	0.3771	306	3.06
2	0.9118	0.1894	3	2.74	0.5682	1.670	0.356	306	3.06
1	0.3569	0.0708	3	1.071	0.2124	1.071	0.2124	306	3.06

Tableau 2.19 : Vérification des déplacements relatifs du bâtiment en (R+8) obtenus dans le cas d'étude par la formule d'ASCE 7-22.

Commentaire : Nous constatons que pour les deux bâtiments, les déplacements relatifs dus aux efforts sismiques sont inférieurs aux déplacements relatifs recommandés par le RPA 99/V 2003 qui est égale à 1% de la hauteur d'étage.

2.6.3. Justification vis à vis de l'effet P- Δ

Selon le RPA99/V 2003, Art 5.9, les effets de second ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\Theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0.10$$

Avec :

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau K.

Δ_K : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1.

h_K : Hauteur de l'étage K.

- a) **Bâtiment en (R+4) :** Tous les résultats de calcul obtenus pour chacune des quatre formules empiriques des trois règlements considérés sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Niveaux	h_K (cm)	P_K (KN)	Sens (xx)			Sens (YY)		
			Δ_{Kx} (cm)	V_{Kx} (KN)	Θ	Δ_{Ky} (cm)	V_{Ky} (KN)	Θ
5	306	2108.39	0.473	265.315	0.0123	0.545	258.333	0.0145
4	306	1995.53	0.648	731.5204	0.0056	0.663	712.267	0.0061
3	306	2004.14	0.839	1349.04	0.0041	0.828	1313.54	0.00412
2	306	2004.14	0.924	2067.445	0.00293	0.882	2013.03	0.0003
1	306	2004.14	0.629	2836.29	0.00145	0.561	2761.64	0.0013

Tableau 2.20: Vérification de l'effet P- Δ pour le bâtiment en (R+4) dans le cas d'étude par la formule RPA.

Niveaux	h_K (cm)	P_K (KN)	Sens (xx)			Sens (YY)		
			Δ_{Kx} (cm)	V_{Kx} (KN)	Θ	Δ_{Ky} (cm)	V_{Ky} (KN)	Θ
5	306	2108.39	0.38	212.1102	0.0123	0.443	209.818	0.0145
4	306	1995.53	0.518	584.825	0.0058	0.538	578.508	0.00606
3	306	2004.14	0.671	1078.51	0.00407	0.672	1066.861	0.00412
2	306	2004.14	0.738	1652.85	0.0029	0.717	1634.99	0.0029
1	306	2004.14	0.503	2267.51	0.00145	0.456	2243.01	0.00133

Tableau 2.21 : Vérification de l'effet P- Δ pour le bâtiment en (R+4) dans le cas d'étude par la formule de l'Eurocode 8.

Niveaux	h_K (cm)	P_K (KN)	Sens (xx)			Sens (YY)		
			Δ_{Kx} (cm)	V_{Kx} (KN)	Θ	Δ_{Ky} (cm)	V_{Ky} (KN)	Θ
5	306	2108.39	0.4608	300.65	0.11	0.179	99.291	0.012
4	306	1995.53	0.625	827.093	0.0049	0.218	273.101	0.0052
3	306	2004.14	0.809	1521.80	0.0034	0.271	502.401	0.0035
2	306	2004.14	1.424	2327.03	0.004	0.287	768.099	0.0024
1	306	2004.14	0.067	3186.11	0.0013	0.182	1051.5	0.0011

Tableau 2.22 : Vérification de l'effet P- Δ pour le bâtiment en (R+4) dans le cas d'étude par la formule d'ASCE 7-22.

Commentaire : En conclusion, les trois normes présentent des approches différentes pour la vérification de l'effet P- Δ . Le RPA montre des déplacements et des forces de cisaillement plus élevés, indiquant une plus grande flexibilité et des exigences de conception

conservatrices. L'Eurocode 8 présente des valeurs plus rigides et cohérentes, tandis que l'ASCE montre une rigidité accrue en Y mais une variabilité en X. Ces différences reflètent les philosophies de conception et les hypothèses sismiques de chaque norme.

b) Bâtiment en (R+8) : Tous les résultats de calcul obtenus pour chacune des quatre formules empiriques des trois règlements considérés sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Niveaux	h_K (cm)	P_K (KN)	Sens (xx)			Sens (YY)		
			Δ_{Kx} (cm)	V_{Kx} (KN)	Θ	Δ_{Ky} (cm)	V_{Ky} (KN)	Θ
9	306	1959.61	0.5452	196.744	0.0177	0.786	196.744	0.0026
8	306	1785.194	0.895	552.807	0.0094	1.142	552.807	0.012
7	306	1857.14	1.058	1053.892	0.00609	1.183	1053.892	0.047
6	306	1884.63	1.146	1681.122	0.0042	1.333	1681.122	0.0049
5	306	1962.18	1.296	2417.802	0.00343	1.439	2417.802	0.00382
4	306	1996.21	1.19	3243.553	0.00239	1.2662	3243.553	0.00255
3	306	2004.82	1.26	4136.393	0.0020	1.291	4136.393	0.00204
2	306	2004.82	1.244	5074.148	0.00161	1.233	5074.148	0.00159
1	306	2004.82	0.806	6034.088	0.00088	0.743	6034.088	0.00081

Tableau 2.23: Vérification de l'effet P- Δ pour le bâtiment en (R+8) dans le cas d'étude par la formule RPA .

Niveaux	h_K (cm)	P_K (KN)	Sens (xx)			Sens (YY)		
			Δ_{Kx} (cm)	V_{Kx} (KN)	Θ	Δ_{Ky} (cm)	V_{Ky} (KN)	Θ
9	306	1959.61	0.388	139.155	0.018	0.650	162.765	0.026
8	306	1785.194	0.639	390.99	0.00953	0.945	457.332	0.012
7	306	1857.14	0.743	745.40	0.00605	0.978	871.875	0.00881
6	306	1884.63	0.81	1189.03	0.0042	1.104	1390.776	0.00489
5	306	1962.18	0.918	1710.07	0.00344	1.191	2000.221	0.00382
4	306	1996.21	0.842	2294.114	0.0024	1.05	2683.337	0.0026
3	306	2004.82	0.89	2926.64	0.0020	1.068	2683.337	0.0026
2	306	2004.82	0.879	3589.78	0.0016	1.02	3421.98	0.0019
1	306	2004.82	0.571	4268.735	0.00074	0.615	4216.13	0.00081

Tableau 2.24 : Vérification de l'effet P- Δ pour le bâtiment en (R+8) dans le cas d'étude par la formule de l'Eurocode 8.

Niveaux	h_K (cm)	P_K (KN)	Sens (xx)			Sens (YY)		
			Δ_{Kx} (cm)	V_{Kx} (KN)	Θ	Δ_{Ky} (cm)	V_{Ky} (KN)	Θ
9	306	1959.61	0.8	341.3921	0.0015	0.25	74.07	0.022
8	306	1785.194	1.317	950.35	0.0081	0.3552	206.02	0.01
7	306	1857.14	1.511	1794.012	0.0051	0.372	388.58	0.0058
6	306	1884.63	1.622	2637.674	0.0038	0.41	613.175	0.0041
5	306	1962.18	1.81	3838.292	0.0030	0.434	872.285	0.0032
4	306	1996.21	1.64	5162.35	0.0021	0.3753	1157.661	0.0017
3	306	2004.82	1.7	6572.25	0.0017	0.3771	1461.179	0.0017
2	306	2004.82	1.670	8033.3	0.00136	0.356	1775.402	0.0013
1	306	2004.82	1.071	9515.45	0.00073	0.2124	2093.969	0.0007

Tableau 2.25 : Vérification de l'effet P- Δ pour le bâtiment en (R+8) dans le cas d'étude par la formule d'ASCE 7-22.

Commentaire :

Nous constatons que pour les deux bâtiments, la condition ($\Theta \leq 0.1$) est satisfaite, d'où les effets P- Δ peuvent être négligés.

2.7. Ferrailage des éléments structuraux des bâtiments étudiés

Le calcul des armatures longitudinales et transversales dans les éléments structuraux poutres et poteaux est effectué en considérant les sollicitations les plus défavorables obtenues par chacune des quatre formules empiriques des trois règlements considérés.

Les combinaisons d'actions considérées pour la détermination des sollicitations de calcul, sont celles définies dans les codes RPA 99/V 2003 [2] et le BAEL 91 [12].

Le ferrailage adopté doit respecter les recommandations ainsi que les pourcentages extrêmes maximal et minimal d'acier prescrit par le RPA 99/V 2003 [1].

2.7.1. Ferrailage des poteaux

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composé. Ils sont sollicités par des efforts normaux, moments fléchissant et des efforts tranchants donnés par les combinaisons suivantes :

- 1.35G + 1.5Q
- G + Q
- G + Q \pm 1.2 E
- 0.8G \pm E

Le ferrailage adopté sera le maximum obtenu avec les différentes sollicitations :

- $M^{\max} \longrightarrow N^{\text{corr}}$
- $N^{\max} \longrightarrow M^{\text{corr}}$
- $N^{\min} \longrightarrow M^{\text{corr}}$

2.7.1.1. Les recommandations du RPA 99/2003 :

a) Coffrage :RPA.V.2003Art7.4.1[13]

Les dimensions de la section transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1 ; h_1) \geq 25 \text{ cm}$ en zone IIa.
- $\text{Min}(b_1 ; h_1) \geq h_e / 20$.
- $1/4 \leq b_1 / h_1 \leq 4$.

b) Les armatures longitudinales : RPA V2003. Article.7.4.2.1. [13]

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimum est de 0.8% (**zone IIa**).
- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (**zone IIa**).
- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (**zone IIa**).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- $h' = \max\left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm}\right)$.

- Section d' armature selon l'RPA99V2003

$$A_{\min} = 0.8\% \times b \times a$$

$$A_{\max} = 4\% \times b \times a \rightarrow \text{En zone courante.}$$

$$A_{\max} = 6\% \times b \times a \rightarrow \text{En zone de recouvrement.}$$

- Section d'armature selon BAEL91

$$A_{\min} = \text{Max}\left(4P \text{ (cm}^2\text{/m)}, 0,2 \times \frac{B}{100}\right)$$

$$A_{\max} = 5 \times \frac{B}{100}$$

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99/V2003et BAEL91 concernant notre ouvrage sont apportées dans le tableau ci-après.

Niveau	Section (cm ²)	A _{min} BAEL (cm ²)	A _{max} BAEL (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
					Zone courante	Zone de recouvrement
RDC à 4 ^{ème} étage	50 × 45	4.5	112.5	18	90	135

Tableau 2.26. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

C- Armatures transversales : RPA99 (Art 7.4.2.2) [13]

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul.

h₁ : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales f_e = 400 MPa

ρ_a : Coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

ρ_a = 2,5 Si l'élançement Géométrique ≥ 5 ;

ρ_a = 3,75 Si l'élançement Géométrique < 5

t : Espacement des armatures transversales.

• **Dans la zone nodale :**

t ≤ min (10φ ; 15cm) → En zone IIa

• **Dans la zone courante :**

t ≤ 15 φ → En zone IIa

Où :

φ : Est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures minimale $\left(\frac{A_t}{b_1 \times t}\right)$ est donnée par :

• 0,3% si λ_g ≥ 5

• 0.8 % si λ_g ≤ 3

• 3 < λ_g < 5 Par interpolation Avec λ_g = $\frac{l_f}{a}$ ou $\frac{l_f}{b}$

A et **b** : les dimensions de la section du poteau.

l_f : Longueur de flambement → l_f = 0,7l₀ .

l₀ : Hauteur libre d'étage

2.7.1.2. Sollicitation de calcul :

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel ETABS qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre précédent Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

	$N_{max} \rightarrow$			$N_{min} \rightarrow M_{corr}$			$M_{max} \rightarrow N_{corr}$				
	M_{corr}			NATURE			NATURE				
	N	M			N			M		M	N
	(KN)	(KN.m)		(KN)	(KN.m)		(KN.m)	(KN)	NATURE		
RDC à 4 ^{ème} étage	-1255.958	13.9463	ELU	-27.841	14.9357	0.8G+Ex	193.7611	-493.587	G+Q+1.2Ey		

Tableau 2.27. Sollicitations dans les poteaux.

- Exemple de calcul :

a. Armatures longitudinales :

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau RDC, et le reste des résultats de ferrailage des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

On prend le signe (-) dans la compression et le signe (+) dans la traction.

➤ 1^{er} cas : $N_{max} \Rightarrow M_{corr}$

$$\begin{cases} N_{max} = -1255.9583 \text{ kN} \\ M_{corr} = 13.9463 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Calcul de l'excentricité :

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

e_0 : Excentricités de la résultante.

e_2 : Excentricités due aux effets du second ordre lié à la déformation de la structure.

e_a : Excentricités additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

➤ Calcul l'excentricité de la résultante :

$$e_G = \frac{M_{corr}}{N_{max}} = \frac{13.9463}{1255.9583} = 1.1 \text{ cm}$$

➤ Calcul l'excentricité additionnelle :

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right], \quad L : \text{longueur de la pièce (BAELA4.3.5) [14]}$$

$$e_a = \max [2 \text{ cm}, 1.224 \text{ cm}]$$

$$e_a = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.011 + 0.02 = 0.031 \text{ m}$$

➤ **Calcul l'excentricité due aux effets du second ordre :**

Selon l'article (A.4.3.5) du CBA93[15], l'excentricité du deuxième ordre (e_2) liée à la déformation de la structure. Pour déterminer l'excentricité du second ordre.

$$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max} \left[15, 20 \frac{e_1}{h} \right]$$

4.284 ≤ 15 cm on détermine l'excentricité e_2 de façon forfaitaire

$$e_2 = \frac{3 l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi) = \frac{3 * 2.142^2}{10^4 * 0.50} \times (2 + 0.867 \times 2) = 0.0123\text{m}$$

$\phi = 2$ (cas général)

$$\alpha = \frac{M_G}{M_{Q+M_G}} = \frac{32.3924}{4.9684 + 32.3924} = 0.867$$

Donc :

$$e_T = e_1 + e_2 = 0.031 + 0.0123 = 0.0433\text{m} = 4.3\text{cm.}$$

$$e_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm.}$$

Le centre de pression est à l'intérieure de la section Il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u(d - \hat{d}) - M_{uA} \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{\hat{d}}{h} \right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

Où :

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 13.94 + 1255.95 \left(0.45 - \frac{0.5}{2} \right) = 265.13\text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{265.13 \times 10^6}{450 \times (450)^2 \times 14.16} = 0.205 > 0.186 \text{ Pivot B}$$

$\mu_{bu} = 0.205 < \mu_{bc} \approx 0.493 \rightarrow$ Donc la section est partiellement comprimée.

La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} < \mu_1 = 0.392 \dots \dots \dots A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) \Rightarrow \alpha_u = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.205} \right) = 0.289$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha_u) = 397.98\text{mm}$$

$$A_{u1} = \frac{M_{ua}}{Z\sigma_s}$$

$$A_{u1} = \frac{265.13 \times 10^6}{397.98 \times 348} = 19.14 \text{ cm}^2 \text{ (Section en flexion simple)}$$

$$A_2 = A_{u1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 1914 - \frac{1255.9583 \times 10^3}{348} = -16.95 \text{ cm}^2$$

La section non ferrillée résiste aux efforts appliqués donc on applique un ferrailage minimal en flexion composé

$$A_{\min} = 0.23 \times B \times d \times \frac{f_{t28}}{F_e} \frac{(e - 0.45d)}{(e - 0.185d)}$$

$$= 0.23 \times 0.45 \times 0.45 \times \frac{2.1}{400} \frac{(0.043 - 0.45 \times 0.45)}{(0.043 - 0.185 \times 0.45)} = 9.69 \text{ cm}^2$$

Amin (BAEL)= 9.69 cm²

➤ **2^{eme} cas : N_{min} ⇒ M_{corr}**

$$\begin{cases} N_{\min} = -27.8413 \text{ kN} \\ M_{\text{corr}} = 14.9357 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Calcul l'excentricité de la résultante :**

$$e_G = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\max}} = \frac{14.9357}{27.8413} = 0.536 \text{ m}$$

➤ **Calcul l'excentricité additionnelle :**

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right], \quad L : \text{longueur de la pièce (BAELA4.3.5) [14]}$$

$$e_a = \max [2 \text{ cm}, 1.224 \text{ cm}]$$

$$e_a = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.536 + 0.02 = 0.556 \text{ m}$$

➤ **Calcul l'excentricité due aux effets du second ordre :**

Selon l'article (A.4.3.5) du CBA93[15], l'excentricité du deuxième ordre (e₂) liée a la déformation de la structure. Pour déterminer l'excentricité du second ordre.

$$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max} \left[15, 20 \frac{e_1}{h} \right]$$

4.284 ≤ 15 cm on détermine l'excentricité e₂ de façon forfaitaire

$$e_2 = \frac{3 l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi) = \frac{3 * 2.142^2}{10^4 * 0.50} \times (2 + 0.867 \times 2) = 0.0123 \text{ m}$$

$$\phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_Q + M_G} = \frac{32.3924}{4.9684 + 32.3924} = 0.867$$

Donc :

$$e_T = e_1 + e_2 = 0.556 + 0.0123 = 0.5683 \text{ m} = 56.83 \text{ cm.}$$

$$e_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm.}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 14.93 + 27.84 \left(0.45 - \frac{0.5}{2} \right) = 20.50 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{20.50 \times 10^6}{450 \times (450)^2 \times 14.16} = 0.0165 < 0.186 \text{ Pivot A}$$

$\mu_{bu} = 0.0165 < \mu_{bc} \approx 0.493 \rightarrow$ Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$\alpha_u = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha_u = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0165}) = 0.021$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha_u) = 446.22 \text{ mm}$$

$$A_{u1} = \frac{M_{ua}}{Z\sigma_s}$$

$$A_{u1} = \frac{20.50 \times 10^6}{446.22 \times 348} = 1.32 \text{ cm}^2 \text{ (Section en flexion simple)}$$

$$A_2 = A_{u1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 132 - \frac{27.84 \times 10^3}{348} = 0.52 \text{ cm}^2 \text{ (section en flexion composé)}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times B \times d \times \frac{f_{t28} (e - 0.45d)}{F_e (e - 0.185d)}$$

$$= 0.23 \times 0.45 \times 0.45 \times \frac{2.1 (0.5683 - 0.45 \times 0.45)}{400 (0.5683 - 0.185 \times 0.45)} = 1.84 \text{ cm}^2$$

La section non ferrillée résiste aux efforts appliqués donc on applique un ferrillage minimal A_{\min} (BAEL)= 1.84 cm²

➤ **3^{eme} cas : $M_{\max} \Rightarrow N_{\text{corr}}$**

$$\begin{cases} N_{\text{corr}} = -493.5877 \text{ kN (compression)} \\ M_{\max} = 193.6711 \text{ kN.m} \end{cases}$$

❖ Calcule de l'excentricité :

$$e = e_0 + e_2 + e_a$$

e_0 : Excentricités de la résultante.

e_2 : Excentricités due aux effets du second ordre lié à la déformation de la structure.

e_a : Excentricités additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

➤ **Calcul l'excentricité de la résultante :**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{193.6711}{493.5877} = 0.392 \text{ m}$$

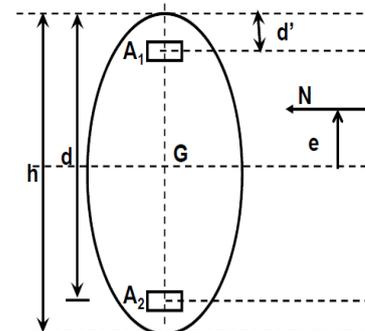
➤ **Calcul l'excentricité additionnelle :**

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right], \quad L : \text{longueur de la pièce (BAELA4.3.5) [14]}$$

$$e_a = \max [2 \text{ cm}, 1.224 \text{ cm}]$$

$$e_a = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.392 + 0.02 = 0.412 \text{ m}$$



➤ **Calcul l'excentricité due aux effets du second ordre :**

Selon l'article (A.4.3.5) du CBA93[15], l'excentricité du deuxième ordre (e_2) liée à la déformation de la structure. Pour déterminer l'excentricité du second ordre.

$$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max} \left[15, 20 \frac{e_1}{h} \right]$$

4.284 ≤ 15 cm on détermine l'excentricité e_2 de façon forfaitaire

$$e_2 = \frac{3 l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi) = \frac{3 * 2.142^2}{10^4 * 0.50} \times (2 + 0.867 \times 2) = 0.0123 \text{m}$$

$$\phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_{Q+M_G}} = \frac{32.3924}{4.9684 + 32.3924} = 0.867$$

Donc : $e_T = e_1 + e_2 = 0.412 + 0.0123 = 0.4243 \text{m} = 42.43 \text{cm}$.

$$e_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}.$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 193.67 + 493.58 \left(0.45 - \frac{0.5}{2} \right) = 292.38 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{292.38 \times 10^6}{450 \times (450)^2 \times 14.16} = 0.226 > 0.186 \text{ Pivot A}$$

$\mu_{bu} = 0.226 < \mu_{bc} \approx 0.493 \rightarrow$ Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$\alpha_u = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha_u = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.226}) = 0.325$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha_u) = 391.50 \text{mm}$$

$$A_{u1} = \frac{M_{ua}}{Z \sigma_s}$$

$$A_{u1} = \frac{292.38 \times 10^6}{391.50 \times 348} = 2146 \text{ cm}^2 \text{ (section en flexion simple)}$$

$$A_2 = A_{u1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 2146 - \frac{493587.7}{348} = 21.44 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} A_{\min} &= 0.23 \times B \times d \times \frac{f_{t28}}{F_e} \frac{(e - 0.45d)}{(e - 0.185d)} \\ &= 0.23 \times 0.45 \times 0.45 \times \frac{2.1}{400} \frac{(0.4243 - 0.45 \times 0.45)}{(0.4243 - 0.185 \times 0.45)} = 1.59 \text{cm}^2 \end{aligned}$$

➤ **La section d'acier minimale RPA:**

Exemple : Poteau 50× 45 :

$$\text{R. P. A: } A_{\min} = 0.8 \% \times b \times h \Rightarrow A_{\min} = 0.008 \times 50 \times 45 \Rightarrow A_{\min} = 18 \text{ cm}^2$$

Poteaux	Section Cm ²	Acal Cm ²	Amin RPA	Amin BAEL(Cm ²)	A _s ^{adp} (cm ²)	A _s ^{adp} cm ²
RDC a 4 ^{ème} étage	2250	21.44	18	9.69	6HA20+4HA12	23.37

Tableau 2.28 : Ferrailage longitudinal des poteaux.

1. La section d'acier maximale :

Selon BAEL91 mod 99 [14] :

$$A_{\max} = 5\% \times b \times h = 5\% \times 50 \times 45 = 112.5 \text{ Cm}^2 > A_s = 23.37 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$$

Selon RPA99/Version2003 [13] :

En zone courante : $A_{\max} = 4\% \times b \times h$

$$\Rightarrow A_{\max} = 4\% \times 50 \times 45 = 90 \text{ cm}^2 > A_s = 23.37 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$$

En zone de recouvrement :

$$A_{\max} = 6\% \times b \times h$$

$$\Rightarrow A_{\max} = 6\% \times 50 \times 45 = 135 \text{ cm}^2 > A_s = 23.37 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$$

1. Armatures finales :

Poteau 50×45 :

$$A_f = \max(A_{\text{calculée}}; A_{\text{BAEL}}; A_{\text{RPA}}) = 23.37 \text{ cm}^2$$

B- Les armatures transversales

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 \times f_e}$$

$$V_u = 109.332 \text{ KN} ; h_1 = 50 \text{ cm} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant tel que :

$$\rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5, \rho = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5$$

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ Ou } \frac{l_f}{b} \right) = (4.284 \text{ Ou } 4.76 \quad)$$

$$\lambda_g = 4.76 < 5 \text{ avec : } \rho = 3.75$$

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

➤ **Zone nodale :**

$$t \leq \min(10\phi_1; 15 \text{ cm}) \dots \dots \dots \text{ (Zone IIa)}. \rightarrow t = 10 \text{ cm}$$

➤ **Zone courante : t' ≤ 15φ₁**

On adoptera t' = 10 cm

$$A_t = 10 \times \frac{3.75 \times 109.332 \times 10^3}{500 \times 400} = 0.205 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armatures transversales minimales :

$$\lambda_g < 5 = 4.76 : A_{t \min} = 0.3\% (t \times b) \rightarrow A_{t \min} = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max (A_t ; A_{t \min}) = 1.35 \text{ cm}^2 \text{ donc on adopte } 5T8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

Niveau	RDC a4 ^{ème} étage
Section (cm ²)	50*45
Φ _{min} (cm)	1.6
l _f (cm)	214.2
Λg	4.76
Vu (KN)	109.332
l _r (cm)	64
t _{zone nodale} (cm)	10
t _{zone courante} (cm)	10
P	2.5
A _t (cm ²)	0.205
A _{t min} (cm ²)	1.35
A _{t adop} (cm ²)	5HA8=2.51 Cm ²

Tableau 2.29 : Sections des armatures transversales.

✓ On adopte pour tous les étages : 5T8 = 2.51 cm².

Conformément aux règles du RPA 99/03 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.

$$\rightarrow \phi_t \geq \frac{\phi_{l \max}}{3}$$

$$\rightarrow 8mm \geq \frac{20}{3} = 6.67mm \dots \dots \dots CV$$

2.7.1.3. Vérifications :

a) Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme :

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, D'après (Article B.8.4.1. P156) [15], il nous exige de les justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme. La relation à vérifier est la suivante :

Les poteaux ont le même élancement, avec une longueur de l₀ = 3.06 m et un effort normal égal à **978, 7495 KN**. On doit vérifier :

$$Nu \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{Br \times fc28}{0.9 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \text{CBA 93(Article B.8.4.1) [15]}$$

α : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique λ.

$$\lambda = \max(\lambda_x ; \lambda_y)$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{a}$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{b}$$

$$l_f = 0.7 \times L_0$$

$$\Rightarrow L_f = 0.7 \times 306 = 214.20 \text{ cm}$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{214.20}{50} = 14.84$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{214.20}{45} = 16.49$$

$$\lambda = 16.49 < 50 \quad \Rightarrow \quad \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{16.49}{35}\right)^2} = 0.814$$

B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périmétrique.

$$B_r = (h-2)(b-2) = 0.2064 \text{ m}^2$$

$$\gamma_b = 1.50 \quad ;$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$A_s = 13.07 \text{ cm}^2$$

$$\bar{N} = 0.814 \times \left[\frac{0.2064 \times 10^6 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 2337 \times \frac{400}{1.15} \right] = 3772.96 \text{ KN}$$

$$N_u = 1255.9583 \text{ KN} < \bar{N} .$$

Donc pas de risque de flambement.

Poteau	N_u (KN)	L_f (cm)	α	λ	A (mm ²)	B_r (mm ²)	\bar{N} (KN)	Condition
50x45	1255.9583	214.20	0.814	16.49	2337	0.2064	3772.96	CV

Tableau 2.30: vérification au flambement.

b) Vérification aux sollicitations tangentielles :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Telle

que

:

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

RPA 99 (Article 7.4.3.2) [13]

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Section (cm ²)	L_f (m)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ (MPa)	τ_{adm} (MPa)	observation
RDC a 4 ^{ème} étage	50x45	2.14	4.76	0.04	45.00	109.332	0.6074	1	vérifiée

Tableau.2.31: Vérification aux sollicitations tangentielles.

Du tableau ci-dessus on remarque que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

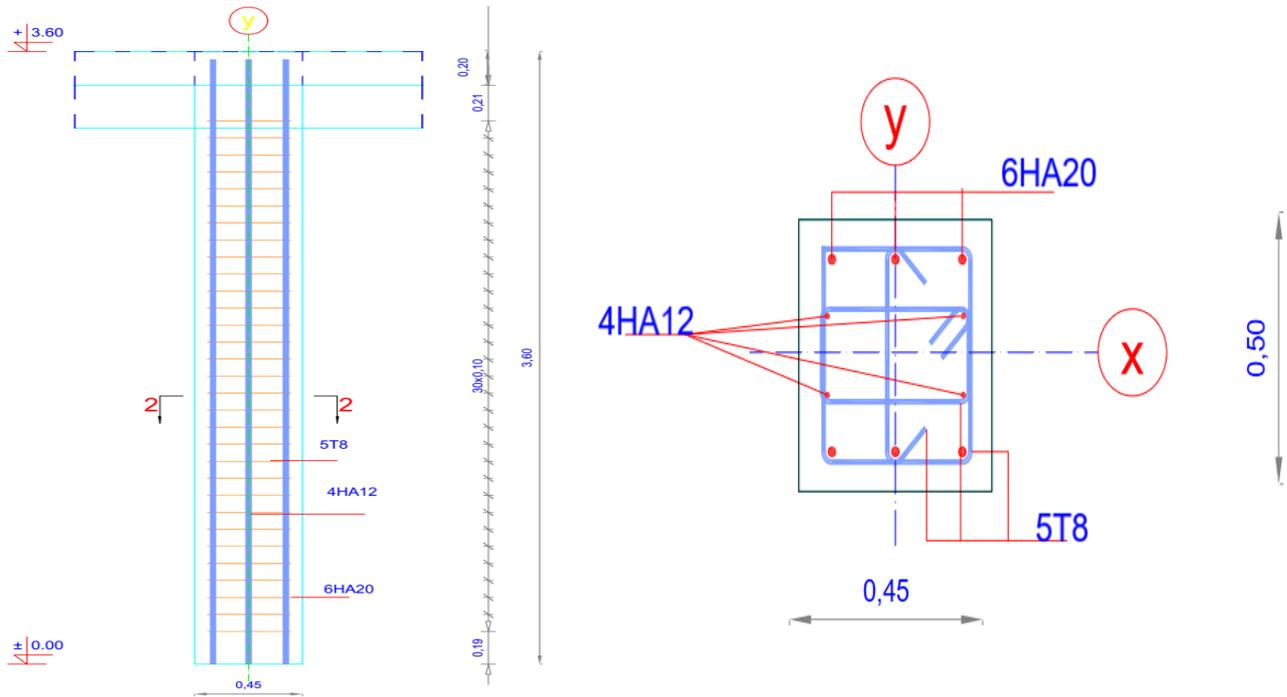


Figure.2.24 : Schéma de ferrailage des poteaux RDC à 4^{eme} étage.

2.7.2. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux leur rôle transmis les charges apportées par les dalles aux poteaux. Elles sont sollicitées par des moments de flexion. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui supportent les poutrelles et les poutres secondaires assurent le chaînage.

Les poutres seront calculées en flexion simple d'après les règlements du BAEL 91 modifié 99 en tenant compte des efforts donnés par le logiciel ETABS version 17.

On fait le calcul pour les combinaisons suivantes :

- Selon le BAEL 91 les Combinaisons fondamentales sont : article A.3.3
 - $1,35G + 1,5Q$ (ELU).
 - $G + Q$ (ELS).
- Selon le RPA 99/v2003 les Combinaisons accidentelles sont : article 5.2
 - $G + Q \pm E$ $0,8G \pm E$

2.7.2.1. Recommandation du RPA 99/2003 :

2.7.2.1.1 Armatures longitudinales :(RPA A.7.5.2.1) [13]

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton,
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de béton en zone courante.
 - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone IIa.
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

2.7.2.1.2. Armatures transversales :(RPA.V2003) [13]

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

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :
 - $S_t = \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \times \phi_1 \right)$ Dans la zone nodale et en travée si les armatures Comprimées sont nécessaires.
 - $S_t \leq \frac{h}{2}$: en dehors de la zone nodale.
- ✓ La valeur du diamètre des armatures longitudinales ϕ_1 à prendre est le plus petit diamètre utilisé et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Commentaire :

Pour ce faire, en utilisant le logiciel « Etabs 20.3.0 » nous avons vu analyser les sollicitations obtenues pour toutes les poutres de la structure, à partir de là nous avons constaté que les sollicitations maximales sont relatives aux poutres principales associées aux voiles (B9, B11) étage 3 et le poteau le plus sollicité (C10).

Afin de respecter le critère économie, nous allons ferrailer les poutres principale et secondaires associées aux voiles et les poutres principale et secondaires non associées aux voiles pour diminuer la section d'armature.

Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple)

Calcul du moment réduit ultime :

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel Etabs 20.0. On a :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

Avec :

$$\sigma_b = \frac{0,85 \times f_c}{\gamma_b}$$

$$\sigma_b = \begin{cases} 14,2 \text{ Mpa} & \text{situation courante } (\gamma_b = 1,5) \\ 18,48 \text{ Mpa} & \text{situation accidentelle } (\gamma_b = 1,15) \end{cases}$$

$$\text{Si : } \begin{cases} \mu < \mu_l = 0.392 \text{ alors : } A' = 0 \text{ et } A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot Z} \text{ avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \\ \mu > \mu_l = 0.392 \text{ alors : } A' = \frac{M_u - M_l}{\sigma_s \cdot (d - d')} \text{ et } A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot Z} + A_s' \end{cases}$$

Avec :

$$M_l = \mu \times d \times b^2 \times \sigma_b .$$

2.7.2.1.1. Poutre principale P.P (35 X 45):

Les sollicitations obtenues pour les différentes combinaisons sont données par le logiciel ETABS 20.

ÉTATS	Ma max à (KN.m)	combinaison	Mt max à (KN.m)	combinaison	Vmax (KN.m)	Combinaison
ELU	-27.7664	1.35G+1.5Q	29.3092	1.35G+1.5Q	37.8643	1.35G+1.5Q
ELS	-20.245	G+Q	21.4948	G+Q	27.7914	G+Q
ELA	-116.179	G+Q+1.2 Ey	-134.992	G+Q+1.2 Ey	81.8041	G+Q+1.2 Ey
	111.5192	G+Q-1.2 Ey	103.9718	G+Q+1.2 Ey		

Tableau.2.32: Sollicitations de la poutre principale

Exemple de calcul :

Armatures longitudinales :

Ferraillage en travée :

$$M_t \text{ max} = 103.97 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$h = 45\text{cm}; b = 35 \text{ cm}; d = h - c = 45 - 2 = 43 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{103.97 \times 10^6}{18,48 \times 350 \times 430^2} = 0.086$$

$$\text{On a : } \mu < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.11$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 411.08 \text{ mm}$$

$$A_{s1} = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot Z} = \frac{103.97 \times 10^6}{400 \times 411.08} = 6.32$$

Donc : On adopte : 6HA12 = 6,78cm²

$$M_t \text{ max} = -134.99 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$h = 45\text{cm}; b = 35 \text{ cm}; d = 43$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{134.99 \times 10^6}{18,48 \times 350 \times 430^2} = 0.11$$

On a : $\mu < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$

$$0.146\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha =$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 404.88 \text{ mm}$$

$$A_{s2} = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot Z} = \frac{134.99 \times 10^6}{400 \times 404.08} = 8.3$$

- **Ferrailage en appui :**

• **$M_{a \max} = 111.519 \text{ KN.m}$**

$h = 40\text{cm}; b = 35 \text{ cm}; d = 0,9 \times h = 38\text{cm}$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{111.519 \times 10^6}{18,48 \times 350 \times 380^2} = 0.09$$

On a : $\mu < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.118$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 409.7 \text{ mm.}$$

$$A_{s1} = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot Z} = \frac{111.519 \times 10^6}{400 \times 409.7} = 6.8 \text{ cm}^2.$$

Donc : On adopte : **4HA16= 8.03 cm²**

• **$M_{a \max} = -116.1794 \text{ KN.m}$**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{116.1794 \times 10^6}{18,48 \times 350 \times 380^2} = 0.097$$

On a : $\mu < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.127$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 408.15\text{mm}$$

$$A_{s2} = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot Z} = \frac{116.1794 \times 10^6}{400 \times 408.15} = 7 \text{ cm}^2$$

Donc : On adopte : **4HA16=8.03 cm²**

Section	M_u (kN.m)	μ	α	Z (mm)	A_{st} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix des armatures
Travée	103.97	0.086	0,11	411.08	6.3	6.78	6HA12
	-134.99	0,11	0,146	404.88	8.3	9.23	6HA14
Appuis	111.529	0,09	0.118	409.7	6.8	6.78	6HA12
	-116.1794	0,097	0,127	408.15	7	9.23	6HA14

Tableau.2.33: Tableau récapitulatif de la poutre principale

- **Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1)**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} \geq 0.23 \times 35 \times 43 \times \frac{2.1}{400} = 1.82 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_s = A_{\text{appuis}} + A_{\text{travée}} = 32.02 > A_{\min} \dots CV$$

❖ **Armatures minimales : (RPA.V2003, A.7.5.2.1)**

$$A_{\min} = 0,5\% (b \times h) = 0,5\% (35 \times 45) = 7.875 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_s = A_{\text{appuis}} + A_{\text{travée}} = 32.02 > A_{\min} \dots CV$$

❖ **Armatures maximales : (RPA.V2003, A.7.5.2.1)**

$$\text{Zone courante : } A_{\max} = 4\% (b \times h) = 63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone de recouvrement : } A_{\max} = 6\% (b \times h) = 94.5 \text{ cm}^2$$

b) Calcul du ferrailage transversal : RPA.V2003, (A.7.5.2.1)

Les armatures transversales des poutres sont calculées à l'aide de la formule (BAEL91) :

$$\phi_t \leq \min (h / 35 ; b / 10 ; \phi_l)$$

ϕ_t : Diamètre minimal des armatures longitudinales de la poutre.

$$\phi_t \leq \min (12.86 ; 35 ; 14) \text{ donc : } \phi_t \leq 12.86 \text{ mm}$$

Donc on prend : $\phi_t = 10 \text{ mm} \rightarrow A_t = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).

❖ **Calcul de l'espacement S_t : RPA.V2003, A.7.5.2.1)**

- L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE 400.
- L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être la plus faible des valeurs suivantes :

L'espacement est calculé par le RPA99 V2003 :

❖ **Dans la zone nodale :**

$$S_t = \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \times \phi_l \right) = \min \left(\frac{45}{4} ; 12 \times 14 \right) = 11.25 \text{ cm.}$$

❖ **En dehors de la zone nodale :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} S_t = 11.25 \text{ cm} & \text{zone nodale} \\ S_t = 22.5 \text{ cm} & \text{zone courante} \end{cases}$$

❖ **La section minimale des armatures transversales : RPA.V2003, A.7.5.2.1)**

$$A_{t_{\min}} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 22.5 \times 35 = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_t = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

❖ **La longueur minimale de recouvrement L_r : RPA.V2003, A.7.5.2.1)**

$$\phi_l = 14 \text{ mm on a : } L_r = 40 \times \phi_l = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm.}$$

2.7.2.1.2 Poutre secondaire P.S (35 X 40) :

Les sollicitations obtenues pour les différentes combinaisons sont données par le logiciel ETABS 20.

ÉTATS	M_a^{\max} (KN.m)	Combinaison	M_t^{\max} (KN.m)	Combinaison	V^{\max} (KN.m)	combinaison
ELU	-47.9656	1.35G+1.5Q	36.6528	1.35G+1.5Q	76.2764	1.35G+1.5Q
ELS	-34.9566	G+Q	26.8627	G+Q	-55.8916	G+Q
ELA	-95.8334	G+Q+1.2Ex	-88.6507	G+Q+1.2Ex	91.9071	G+Q+1.2Ex
	61.046	G+Q+1.2Ex	61.1527	G+Q-1.2Ex		

Tableau.2.34 : Sollicitations de la poutre secondaire

❖ **Exemple de calcul :**

a) Armatures longitudinales

- **Ferraillage en travée :**

- $M_{t \max} = 61.1527 \text{ KN.m}$

$h = 40 \text{ cm}; b = 35 \text{ cm}; d = 38 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu = \frac{61.1527 \times 10^6}{18,48 \times 350 \times 380^2} = 0.065$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.084$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 367.23 \text{ mm}$$

$$As_1 = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot Z} = \frac{61.1527 \times 10^6}{400 \times 367.23} = 4.16 \text{ cm}^2$$

Donc : On adopte : **3HA14= 4.62 cm²**

- $M_{t \max} = -88.6507 \text{ KN.m}$

$h = 40 \text{ cm}; b = 35 \text{ cm}; d = 38 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{88.6507 \times 10^6}{18,48 \times 350 \times 380^2} = 0.094$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.12$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 361.76 \text{ mm}$$

$$As_2 = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot Z} = \frac{88.6507 \times 10^6}{400 \times 361.76} = 6.12 \text{ cm}^2$$

Donc: On adopte: **6HA12= 6.78 cm²**

- **Ferraillage en appui :**

- $M_a \max = 61.046 \text{ KN.m}$

h = 40 cm; b = 35 cm; d = 38 cm

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{61.046 \times 10^6}{18,48 \times 350 \times 380^2} = 0.065$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.084$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 367.23 \text{ mm}$$

$$A_{s1} = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot Z} = \frac{61.046 \times 10^6}{400 \times 367.23} = 4.16 \text{ cm}^2$$

Donc : On adopte : **3HA14= 4.62 cm²**

• **M_{a max} = -95.8334 KN.m**

h = 40 cm; b = 35 cm; d = 38 cm

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{95.8334 \times 10^6}{18,48 \times 350 \times 380^2} = 0.10$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.13$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 360.24 \text{ mm}$$

$$A_{s2} = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot Z} = \frac{51,380 \times 10^6}{400 \times 299,88} = 6.65 \text{ cm}^2; \text{ Donc On adopte : } A_{s2} = \mathbf{6HA12= 6.78 \text{ cm}^2}$$

Section	M _u (kN.m)	μ	α	Z (mm)	A _{st} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix des armatures
Travée	61.1527	0.065	0,084	367.23	4.16	4.62	3HA14
	-88.6507	0,094	0,012	361.76	6.12	6.78	6HA12
Appuis	61.046	0,065	0,084	367.23	4.16	4,62	3HA14
	-95.8334	0,1	0,13	360.24	6.65	6.78	6HA12

Tableau.2.35: récapitulatif de la poutre secondaire

- **Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1) [14]**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} \geq 0.23 \times 35 \times 38 \times \frac{2.1}{400} = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_s = A_{\text{appuis}} + A_{\text{travée}} = 22.8 \text{ cm}^2 > A_{\min} \dots \text{cv}$$

❖ **Armatures minimales : (RPA.V2003, A.7.5.2.1) [13]**

$$A_{\min} = 0,5\% (b \times h) = 0,5\% (35 \times 40) = 7 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures maximales : (RPA.V2003, A.7.5.2.1) [13]**

$$\text{Zone courante : } A_{\max} = 4\% (b \times h) = 56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone de recouvrement : } A_{\max} = 6\% (b \times h) = 84 \text{ cm}^2$$

b) Calcul du ferrailage transversal : RPA.V2003, (A.7.5.2.1)

Les armatures transversales des poutres sont calculées à l'aide de la formule (BAEL91) :

$$\emptyset_t \leq \min (h / 35 ; b / 10 ; \emptyset_i)$$

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poutre.

$$\phi_t \leq \min(11.4; 35; 14) \text{ donc : } \phi_t \leq 11.4 \text{ mm}$$

Donc on prend $\phi_t = 10 \text{ mm} \rightarrow A_t = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).

❖ **Calcul de l'espacement S_t : RPA.V2003, A.7.5.2.1)**

- L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE 400.
- L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être la plus faible des valeurs suivantes :

L'espacement est calculé par le RPA99 V2003 :

❖ **Dans la zone nodale :**

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_l\right) = \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 14\right) = 10 \text{ cm.}$$

on prend : $S_t = 10 \text{ cm.}$

❖ **en dehors de la zone nodale:**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} S_t = 10 \text{ cm} & \text{zone nodale} \\ S_t = 20 \text{ cm} & \text{zone courante} \end{cases}$$

❖ **La section minimale des armatures transversales : RPA.V2003, A.7.5.2.1)**

$$A_{t_{min}} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 35 = 2.1 \text{ cm}^2$$

Donc : $\phi_t = 10 \text{ mm} \rightarrow A_t = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$

❖ **La longueur minimale de recouvrement L_r : RPA.V2003, A.7.5.2.1)**

$$\phi_l = 14 \text{ mm on a : } L_r = 40 \times \phi_l = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

Section	A appui	A travée	A trans	ST nodale	ST courante	L _r
PP (45*35) non associé aux voiles	6HA12 +6HA14	6HA12 + 6HA14	Cadre+ Étrier (4T10)	11.25	22.5	56
PS (40*35) non associé aux voiles	3HA14 +6HA12	3HA14+ 6HA12	Cadre+ Étrier (4T10)	10	20	56

Tableau.2.36 : récapitulatif des poutres.

2.7.3 Vérifications :

2.7.3.1 Poutre principale :

a) Vérification des contraintes tangentielles :

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{81804.1}{350 \times 430} = 0,54 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,54 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Remarque : Pas de risque de cisaillement.

b) Vérification à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

✓ **Détermination de la valeur de « y » :**

$$\frac{b}{2} y^2 + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0 \quad \text{avec : } n = 15 \quad .$$

✓ **Moment d'inertie :**

Dans notre cas, on considère que la fissuration est préjudiciable ($A_s' = 0$).

$$I = \frac{b y^3}{3} + n A'_s (d - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

Les résultats trouvés en travée et appuis sont regroupés dans le tableau suivant :

	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	21.4948	16.01	14.9	228217.57	1.4	Vérifiée
Appuis	-20.245	16.01	14.1	233279.92	0.012	Vérifiée

Tableau.2.37: Vérification des contraintes (PP) à l'ELS.

C. Vérification de la compression du béton :

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Section	T_{max} (KN)	$0.4 \times b \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ (KN)	Vérification
PP (35×45)	81.8041	1050	Vérifiée

Tableau.2.38 : Vérification de la compression du béton.

c) **Vérification de la flèche :** (CBA article B.6.5.1) **[15]**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées Avec

Poutres	h (cm)	b (cm)	l (cm)	A_s (cm ²)	$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$	$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
(30X40)	45	35	435	16.01	0,092 > 0.075	0,092 > 0.062	0.010 < 0.0105
Vérification					CV	CV	CV

Tableau.2.39: Vérification des conditions de la flèche des PP

Remarque : pas de risque de flèche.

2.7.3.2 Poutre secondaire :

a) Vérification des contraintes tangentielles :

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{9067}{300 \times 315} = 0.1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.1 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Remarque : Pas de risque de cisaillement.

b) Vérification à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Les résultats trouvés en travée et appuis sont regroupés dans le tableau suivant :

	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	26.8627	11.4	12.63	133566.72	2.54	Vérifiée
appuis	-34.9566	11.4	12.63	133566.72	0.033	Vérifiée

Tableau.2.40 : Vérification des contraintes (PS) à l'ELS.

c) Vérification de la compression du béton :

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Section	T_{max} (KN)	$0.4 \times b \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	Vérification
PS (30×40)	18,289	9333.3	Vérifiée

Tableau.2.41 : Vérification de la compression du béton.

d) Vérification de la flèche : (CBA article B.6.5.1) [15]

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Poutres	h (cm)	B (cm)	l (cm)	A_{st} (cm ²)	$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$	$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
(30X35)	40	35	325	11.4	0.123 > 0.075	0.123 > 0.062	0,008 < 0.0105
Vérification					CV	CV	CV

Tableau.2.42: Vérification des conditions de la flèche des PS

Remarque : pas de risque de flèche.

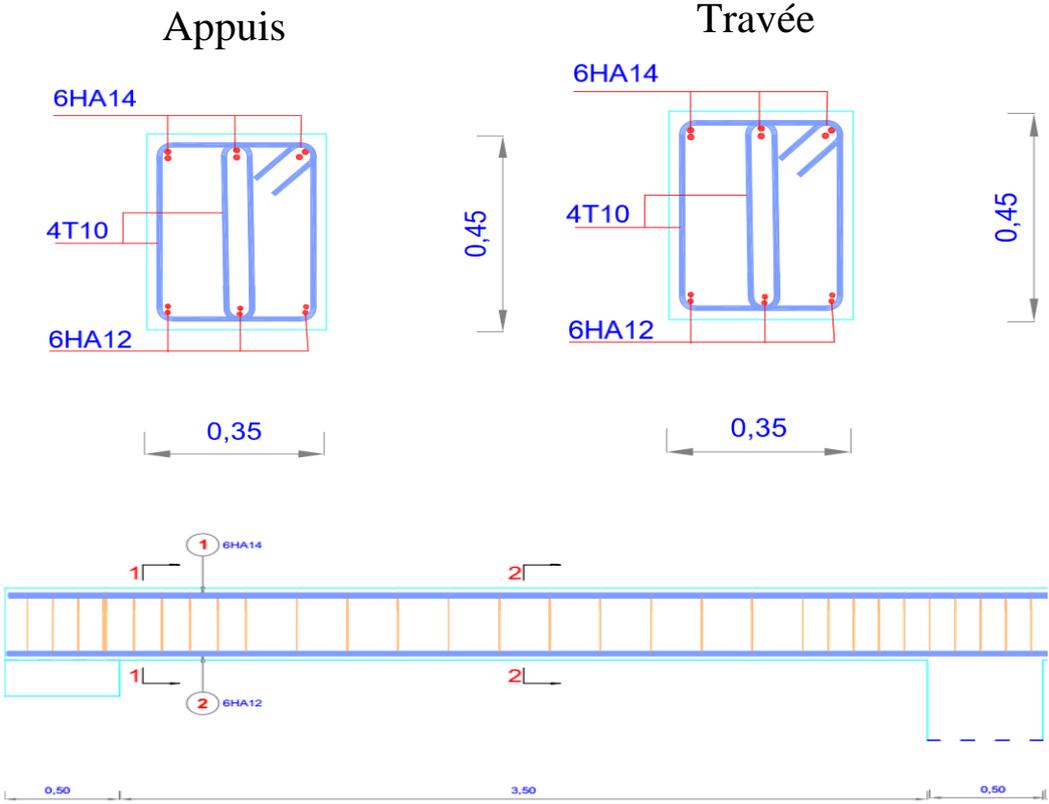


Figure.2.25: Schéma de ferrailage des poutres principales

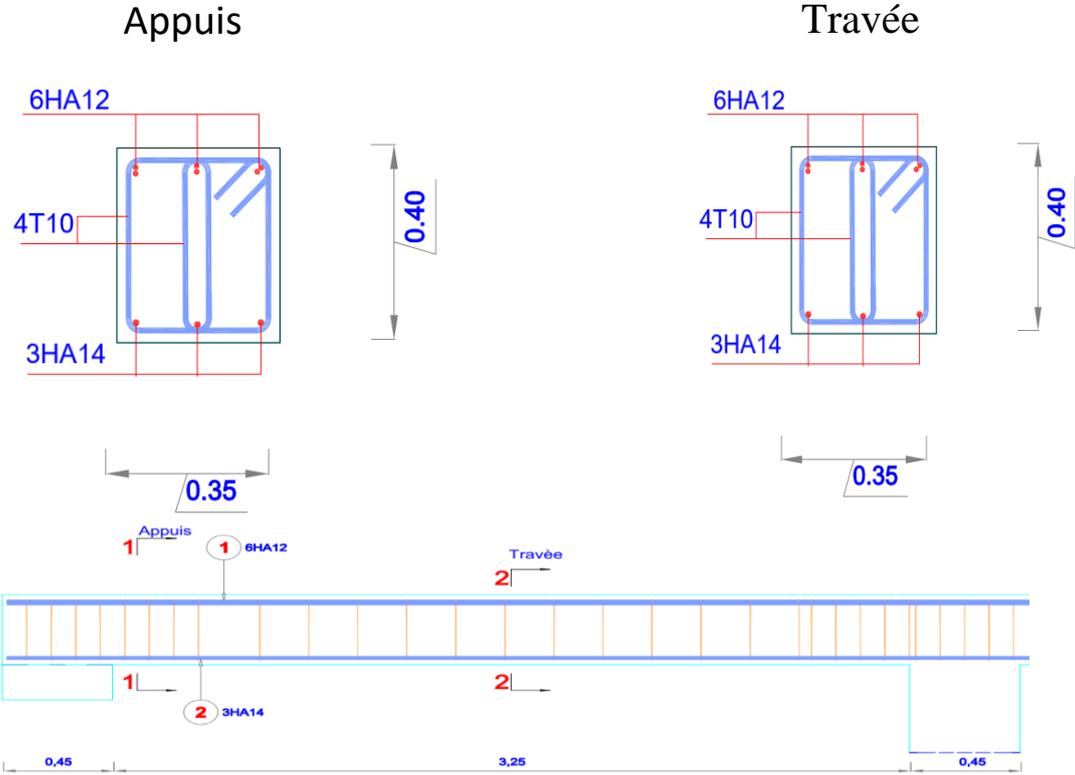


Figure.2.26 : Schéma de ferrailage des poutres secondaire

2.8. Vérification des zones nodales

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, concept “ poteaux forts – poutres faibles ”, et ce pour avoir un mécanisme de ruine de type plastique global, le RPA 99/V 2003, Art 7.6.2, exige de vérifier la relation suivante :

$$| M_n | + | M_s | \geq 1.25 (| M_w | + | M_e |)$$

Avec :

M_n: Moment résistant dans le poteau supérieur.

M_s: Moment résistant dans le poteau inférieur.

M_w: Moment résistant gauche de la poutre.

M_e: Moment résistant droit de la poutre.

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à (R+2).

a) Bâtiment en (R+4)

Tous les résultats de calcul obtenus pour chacune des quatre formules empiriques des trois règlements considérés sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Niveaux	M _n (KN .m)	M _s (KN. m)	M _n + M _s (KN.m)	M _w (KN.m)	M _e (KN ,m)	1.25(M _w + M _e) (KN ,m)	Vérification
RDC	401.65	312	713.65	77.23	112 .26	236.86	CV
1 ^{er} étage	367.55	277.39	644.94	77.23	112.26	236.86	CV
2 ^{ème} étage	322.20	233.32	555.52	77.23	112.26	236.86	CV

Tableau 2.43: Vérification des zones nodales du bâtiment en (R+4).

2.9. Conclusions

L'analyse des résultats de calcul linéaire des deux bâtiments obtenus par chacune des quatre formules des trois codes considérés, fait ressortir les conclusions suivantes :

- La période propre fondamentale est l'un des paramètres à avoir une influence considérable sur les forces sismiques de dimensionnement d'un bâtiment.

Les formules du RPA 99/ V 2003 donnent des forces sismiques de dimensionnement qui sont plus grandes que celles résultant de l'utilisation des formules des codes Eurocode 8 et ASCE 7-22.

- Les sections d'acier dans les éléments structuraux poutres et poteaux obtenues dans le cas de dimensionnement en considérant les formules du RPA 99/ V 2003 sont plus importantes que celles obtenues en considérant les formules des codes Eurocode 8 et ASCE 7-22 en particulier pour les niveaux inférieurs des bâtiments. Les formules issues du RPA 99 donnent des augmentations, dans les deux premiers niveaux des bâtiments, de l'ordre de 19% à 48% pour les poteaux et de l'ordre de 9% à 25% pour les poutres.

De façon générale, nous pouvons conclure que le règlement parasismique algérien (RPA, 2003) conduit à un dimensionnement plus sécuritaire.

CHAPITRE 03 : Méthode Statique non linéaire (PUSH-OVER)

3.1. Introduction :

De plus en plus les ingénieurs poussent les matériaux à travailler dans le domaine post-élastique. Après avoir fait l'étude des deux structures dans le domaine élastique, il est souhaitable de connaître leurs comportements dans le domaine plastique. Plusieurs méthodes sont proposées dans la littérature, cependant la plus utilisée est la méthode Push-over. La méthode d'analyse de type « Push-over », basée sur les courbes de capacité (ou bien les courbes Push-over), représente une nouvelle approche d'estimation de dommages (structurels et non structurels), incluant notamment les effets du comportement post-élastique. Les techniques d'analyse de structures consistent essentiellement à comparer un paramètre de demande de déplacement avec un paramètre de capacité.

3.2. Principes de la méthode push-over :

L'analyse en poussée progressive est une procédure statique non linéaire dans laquelle la structure subit des charges latérales suivant un certain modèle prédéfini en augmentant l'intensité des charges jusqu'à ce que les modes d'effondrement commencent à apparaître dans la structure, les résultats de cette analyse sont représentés sous formes de courbes qui relient les efforts tranchants à la base en fonction du déplacement de la structure [16].

L'analyse Push-over est utilisée généralement pour se référer aux procédures statiques non linéaires appliquées pour évaluer la performance sismique des structures existantes, aussi bien que la conception des nouveaux bâtiments. C'est un outil puissant pour la méthodologie de conception basée sur la performance, qui est présentée dans plusieurs règlement et directives sismiques récentes.

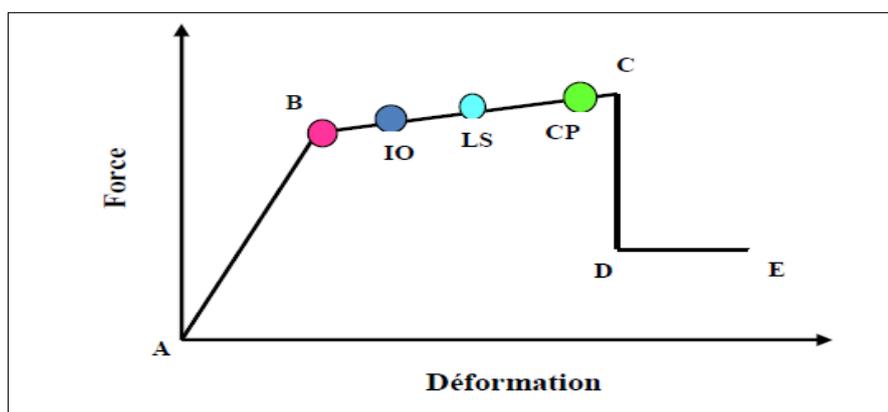


Figure 3.1: Loi de comportement (Force-Déformation) et niveaux de dommages.

➤ Sous l'action d'une charge incrémentale, certains éléments peuvent se plastifier progressivement. Par conséquent, pour chaque événement, la rigidité de la structure sera

modifiée comme indiqué sur la figure précédente, où IO, LS et CP sont respectivement le début d'exploitation, l'état d'exploitation sécuritaire et l'état de dommage.

Dans la Courbe force-déplacement représenté à la figure 3.1, l'intervalle de l'activité plastique est divisé en trois niveaux :

IO (immédiate occupancy) : Plastification modéré.

LS (life safety) : Plastification moyenne.

CP (collapse prevention) : Plastification importante.

➤ L'analyse push-over se base sur une théorie qui se traduit à convertir la réponse de notre structure à un système à un seul degré de liberté, 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.

3.3. Étapes de l'analyse push-over :

L'approche utilisée pour l'estimation des dommages repose sur la méthode de capacité spectrale. Elle se décompose en quatre étapes principales (Fig.3.2) : la définition de la courbe de capacité (Fig. 3.2.a), la définition du spectre non-linéaire (spectre de demande) (Fig.3.2.b), l'obtention du point de performance (Fig.3.2.c) et la détermination des courbes de fragilité (Fig. 3.2.d) pour estimer l'endommagement produit par un séisme donné [17].

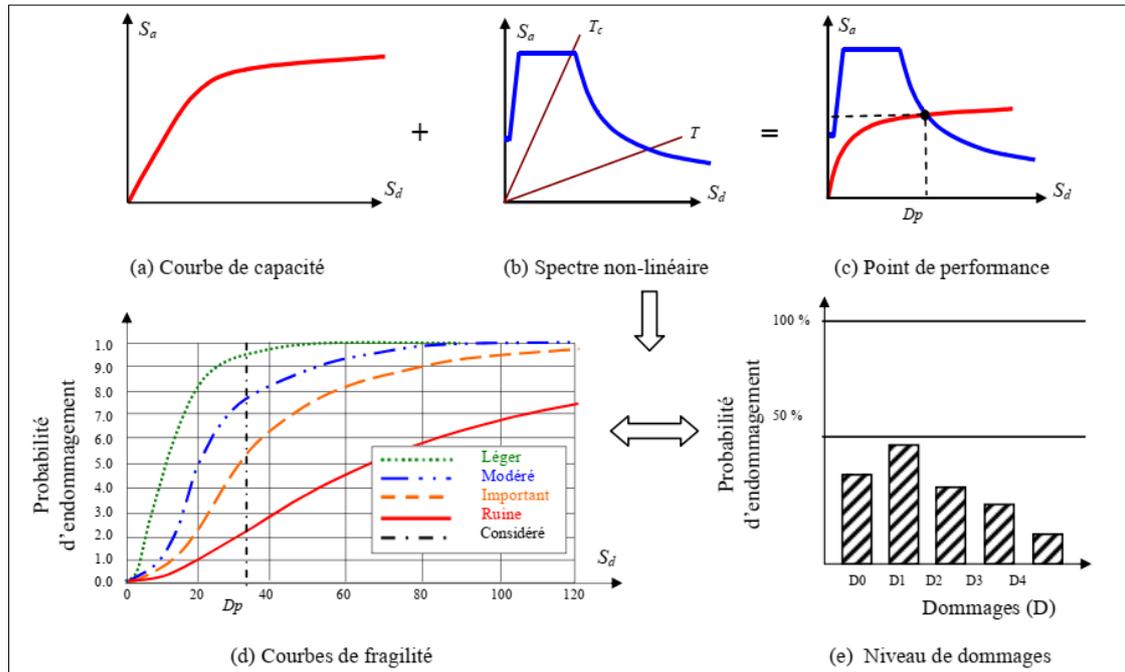


Figure .3.2. Schéma d'estimation de dommages utilisant la méthode du spectre de capacité.

3.3.1. Transformation du système à plusieurs degrés de liberté à un système équivalent à un SDL : Les résultats de l'analyse Push-over sont utilisés pour estimer la capacité du bâtiment en traçant la variation du déplacement au sommet en fonction de l'effort

tranchant à la base du bâtiment. Cette représentation graphique est couramment appelée "Courbe Push-over".

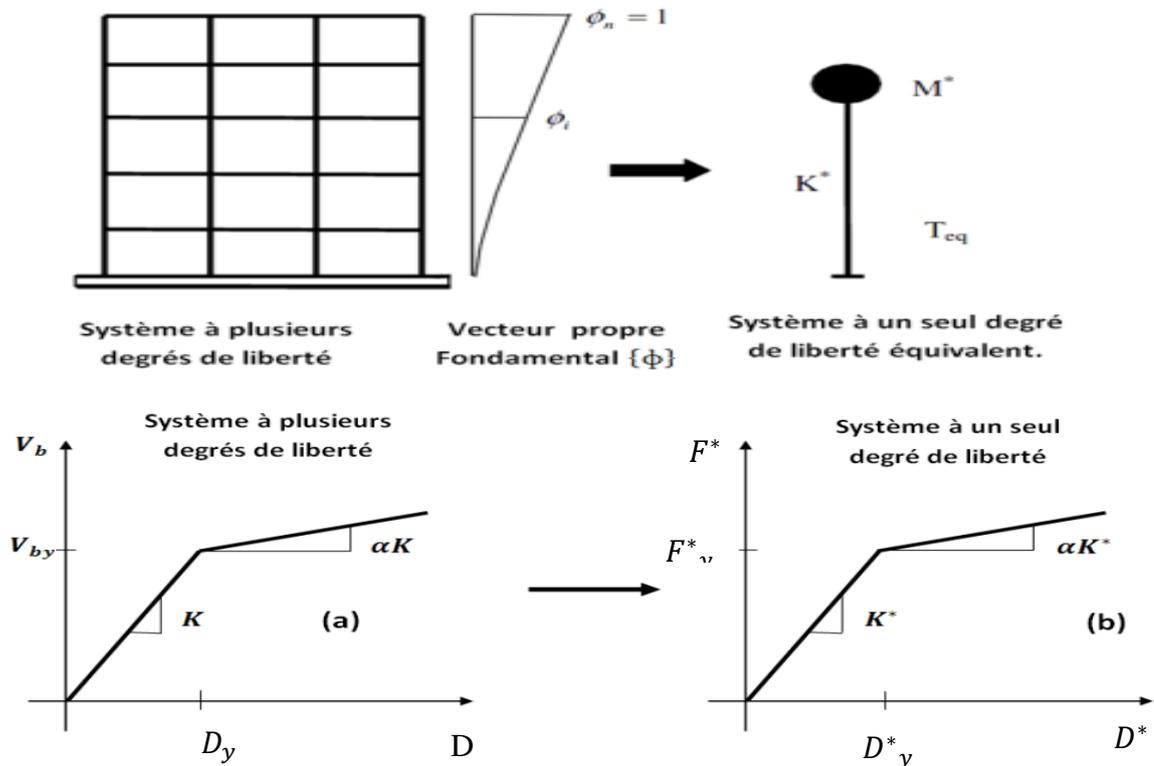


Figure 3.3 : diagramme conceptuel pour la transformation de système à plusieurs degrés de liberté au système à un seul degré de liberté

Une fois la courbe push-over obtenue, on cherche à la transformer en une courbe de capacité équivalente reliant la force d'une structure à un seul degré de liberté à son déplacement. L'expression des déplacements de la structure originale en fonction des déplacements si on prend seulement le mode fondamental, est :

$$m^* = \phi^t \cdot M \cdot I = \sum m_i \cdot \phi_i$$

$$F^* = \left(\frac{m_i \cdot \phi_i}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot \phi_i} \right) \cdot V_b = \frac{V_b}{PF_1}$$

$$D^* = \left(\frac{m_i \cdot \phi_i}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot \phi_i} \right) \cdot D_i = \frac{D}{PF_1} \quad \text{Avec}$$

m_i : masse concentrée au niveau i ,

D_i = vecteur déplacement du mode fondamental de la masse m_i ,

V_b = effort tranchant à la base,

F^* = force latérale appliquée d'un système d'un seul degré de liberté équivalent.

D^* = déplacement d'un système d'un seul degré de liberté équivalent.

PF_1 :facteur de participation modale, contrôle la transformation des quantités du système à plusieurs degrés de liberté au système à un seul degré de liberté et vice versa. Il est déterminé à partir de l'équation suivante :

$$PF_1 = \frac{\phi^t \cdot M \cdot \{I\}}{\phi^t \cdot M \cdot \phi} = \frac{\sum m_i \cdot \phi_i}{\sum m_i \cdot \phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum m_i \cdot \phi_i^2}$$

3.3.2. Conversion de la courbe de capacité en spectre de capacité :

Pour utiliser la méthode du spectre de capacité, il est nécessaire de convertir la courbe de capacité, qui est en termes d'effort tranchant à la base et le déplacement en tête en un spectre de capacité qui est la représentation de la courbe de capacité en format accélération spectrale et déplacement spectrale (figure 3.3). La courbe push-over (F^*-D^*) ainsi obtenue, est idéalisée par une courbe bi-linéaire, ce qui permet de déterminer respectivement, la force et le déplacement à la limite élastique F_y^* et D_y^* du système équivalent. La période élastique du système équivalent peut être déterminée à partir de la courbe idéalisée, par l'expression

$$\text{suivante :} \quad T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* D_y^*}{F_y^*}}$$

Finalement, le diagramme de capacité dans le format accélérations-déplacements ($S_a - S_d$) est obtenu comme suit :

$$\begin{cases} S_{ai} = \frac{V/W}{\alpha_1} \\ S_{di} = \frac{d_i}{(PF_1 \times \phi_{N1})} \end{cases} \quad \text{Où :}$$

PF_1 : Facteur de participation modale du premier mode ; α_1 : Coefficient de masse modal du premier mode ; W : Poids total de la structure ; ϕ_{N1} : Amplitude au sommet du premier mode.

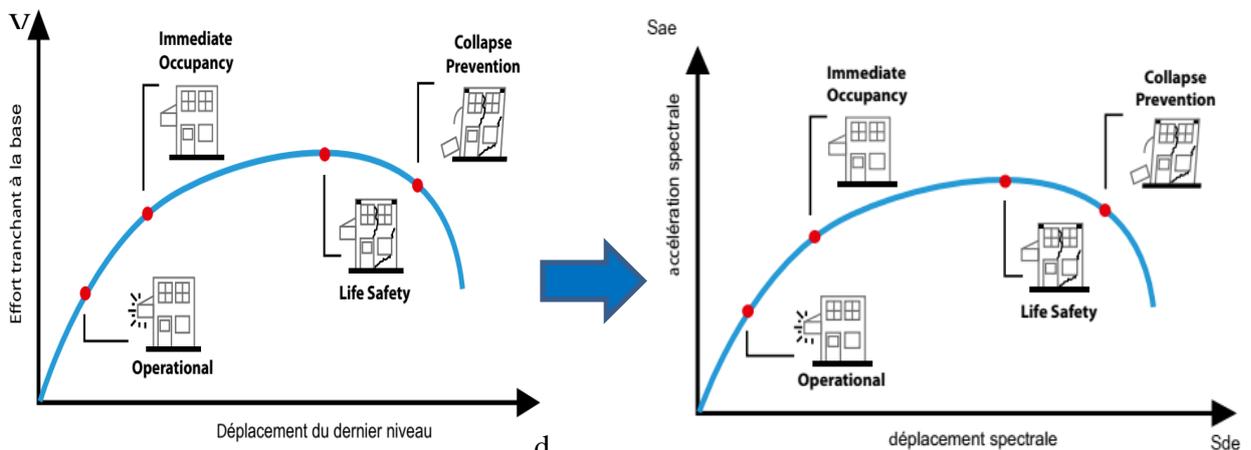


Figure .3 .4 : Conversion de la courbe de capacité en spectre de capacité.

La courbe de capacité est en général formée par une phase à caractère élastique linéaire suivie par une phase non linéaire correspondant à la formation des rotules de flexion et de cisaillement, jusqu'au moment de la rupture (défaut de résistance).

La rupture est identifiable par une chute de l'effort à la base suite à un petit déplacement de la structure. Les stades de plastification, ainsi que les différents degrés d'endommagement, peuvent donc être introduits sur cette courbe

3.3.3. Conversion du spectre de la demande au format accélération – déplacement :

On peut construire une représentation équivalente ou format ADRS (Accélération_ Déplacement Réponse Spectrum) d'un spectre de réponse dans le plan $S_a - T_n$, par les transformations des périodes en déplacements spectrales en utilisant les formules suivantes :

- Ces spectres de demande sismique élastiques sont obtenus en utilisant la formule suivante :

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad \text{Où :}$$

S_{ae} : le déplacement spectrale; S_{ae} : l'accélération spectrale ; T : Période propre.

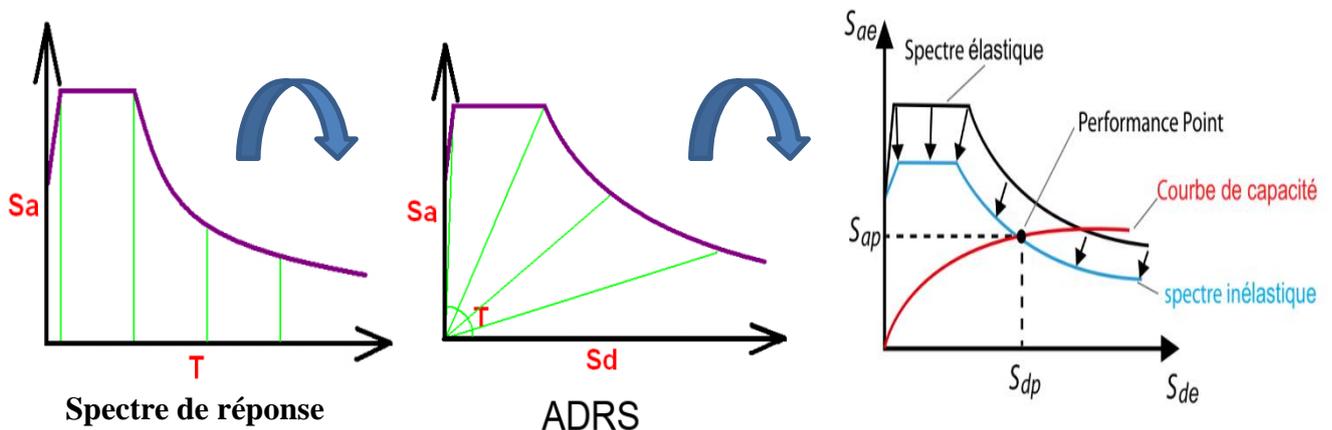


Figure .3 .5 : Transformation ADRS du spectre de réponse [18].

- Les spectres de demande inélastiques sont obtenus à l'aide des expressions suivantes :

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} ; \quad S_d = \frac{u}{R_\mu} \quad ; \quad S_{de} = \frac{u \times T_n^2}{R_\mu \times 4\pi^2} \quad ; \quad S_{ae} = \mu \times \frac{T_n^2}{4\pi^2} S_a \quad \text{Où :}$$

S_a : spectre d'accélération non linéaire

S_d : spectre de déplacement non linéaire

R_μ : le facteur de réduction dû à la ductilité c'est -à-dire dû à la dissipation d'énergie d'hystérésis.

μ : Le facteur de ductilité, défini comme le rapport entre le déplacement maximal et le déplacement à la limite élastique ;

S_{ae} et S_{de} sont respectivement, l'accélération et le déplacement spectral correspondant aux périodes T_n , avec une constante d'amortissement visqueux fixée à 5% et T_n sont les périodes des oscillateurs d'un degré de liberté correspondant à chaque niveau d'accélération sa connue.

On distingue deux cas pour la détermination du facteur de réduction R_μ [18]:

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

$$R_\mu = \mu \quad \text{si } T^* \geq T_c$$

Où :

T_c : la période de transition entre le plateau des accélérations $m^* = \phi^{T_x} M x l = \sum m_i \phi_i$ constantes (gamme des périodes courtes) et la branche parabolique à vitesse constante (gamme des moyennes périodes).

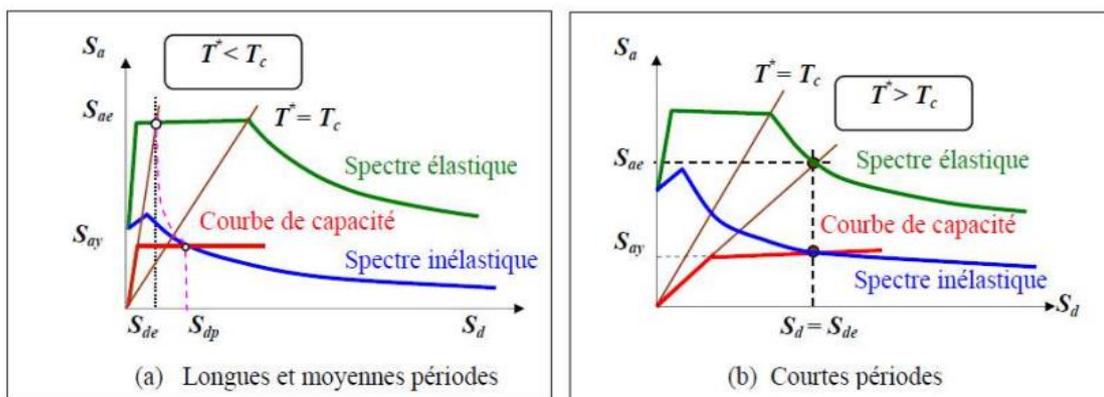


Figure 3.6 : Spectres élastique et inélastique et le diagramme de capacité [18].

3.3.4. Point de performance :

A partir de la courbe de capacité, il devient alors intéressant de comparer celle-ci avec la sollicitation d'un séisme. Deux approches principales sont proposées pour l'assemblage des deux courbes, l'une utilisant la ductilité, comme dans l'Eurocode8, l'autre l'amortissement, comme dans l'ATC40 (Applied Technology Council 40). L'Eurocode 8 permet de trouver un point de performance sur la base de la règle des déplacements égaux, le spectre inélastique est obtenu en réduisant le spectre élastique par un facteur (R) qui dépend de la ductilité de la structure (μ). Tandis que les normes américaines prévoient des itérations avec plusieurs spectres représentant différents coefficients d'amortissement visqueux. Dans les deux cas on trouve ce que l'on appelle un « point de performance qui permet de faire plusieurs considérations sur le comportement de la structure face au séisme.

En principe, ce point devrait correspondre avec le déplacement maximal qu'on obtiendrait par la méthode non linéaire dynamique temporel.

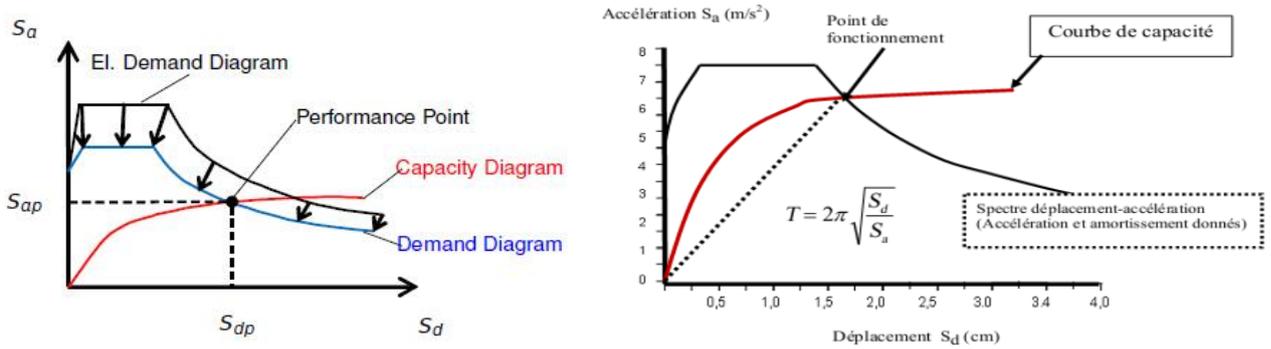


Figure .3 .7: Point de performance de la structure

3.3.5. Les Rotules Plastiques :

Le comportement non linéaire des éléments est représenté par des rotules plastiques localisées aux endroits où des dommages sont attendus (aux extrémités des poutres et des colonnes, au milieu des bielles représentant les remplissages).

Ces zones de la structure (poutres, poteaux, voiles...) subissant des déformations irréversibles et capables de dissiper l'énergie sous sollicitations alternées, au-delà d'un seuil de sollicitation elle se comporte comme une articulation autorisant la rotation des autres parties de l'élément. Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments ayant des propriétés élastiques linéaires. Le comportement non linéaire de ces éléments est traduit par l'introduction de rotules plastiques aux endroits où la plastification s'effectue de manière localisée. Dans notre cas, trois types de rotules ont été considérés :

- Rotules plastiques en flexion (M2, M3) ;
- Rotules plastiques en flexion composée (PM2M3) ;
- Rotules plastiques en cisaillement (V2, V3).

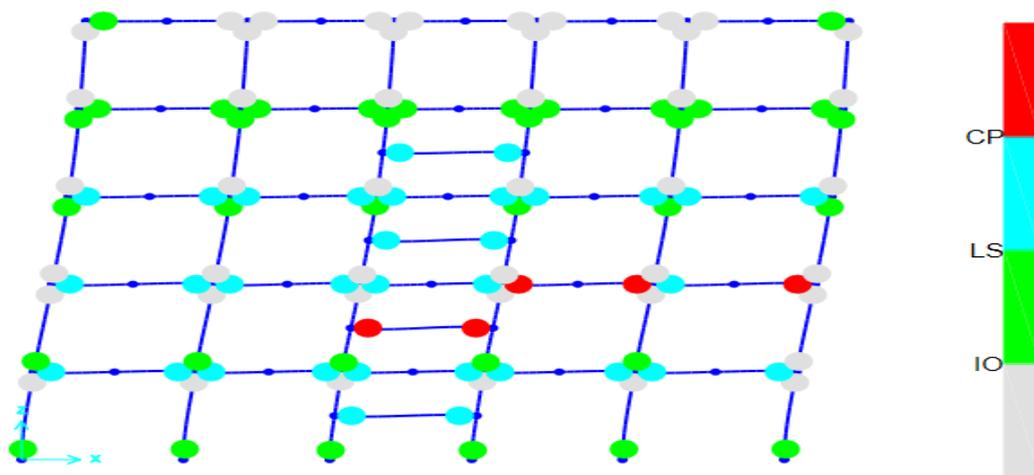


Figure .3.8 : Plastification de la structure (les rotules plastiques).

Des rotules en flexion (M3) et en cisaillement (V2) sont considérées pour les éléments poutres, et des rotules en flexion composées (PMM) et en cisaillement (V2, V3) sont considérées pour les poteaux. Les lois de comportement retenues sont celles définies par défaut par le logiciel. En pratique, les propriétés proposées par les directives américaines FEMA273 et ATC 40 sont utilisées pour leur simplicité.

3.4. L'analyse push-over :

3.4.1. Modélisation par SAP 2000V24 :

L'analyse push-over peut être exécutée directement par un programme de calcul qui peut modéliser le comportement non linéaire des éléments de la structure intervenant dans la résistance aux charges latérales. La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre infini de degrés de liberté par un modèle ayant un nombre de degré de liberté limité, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine : la masse, la rigidité et l'amortissement.

La modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui décrit le plus possible un comportement réel de la structure en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de chaque élément de cette dernière.

3.4.2 Exécution de l'analyse push-over par SAP 2000 V24 :

Le logiciel de calcul SAP 2000 V24 fournit des options à l'utilisateur pour créer, analyser, et concevoir des modèles de structures. Ce logiciel est très puissant et complètement intégré pour modéliser des structures en béton armé et en charpente métallique. Le programme fournit un environnement interactif où l'utilisateur pourra étudier les conditions des contraintes, mettre des changements appropriés comme les révisions sur les dimensions des éléments, et mettre à jour le modèle sans relancer l'analyse.

La version non linéaire de SAP2000 V24 offre un outil très puissant pour l'exécution de l'analyse push-over, avec un modèle en 2D ou 3D. Les étapes de la modélisation du comportement non linéaire : Pour notre analyse, la courbe de capacité de la structure ($V_{base} - D_{sommets}$) est déterminée en effectuant les étapes suivantes :

Étape 1: introduire le ferrailage des éléments porteurs : Poteau, poutre, voile.

Étape 2: introduire les rotules plastiques au niveau des zones critiques.

Étape 3: Définition du chargement de l'analyse statique non linéaire (Push-over).

Étape 4: Analyse statique non linéaire et extraction de la courbe de capacité.

Toutes ces étapes peuvent être exécutées sans aucune difficulté en utilisant l'interface utilisateur graphique de SAP2000 V24.

3.4.2.1. Définition du comportement non linéaire des éléments :

- **Poteaux-poutres :** En utilisant le ferrailage des éléments (poteaux et poutres) calculés en chapitre V, On fait les étapes qui sont présentées dans les figures ci-dessous pour introduire le ferrailage du Poteau.

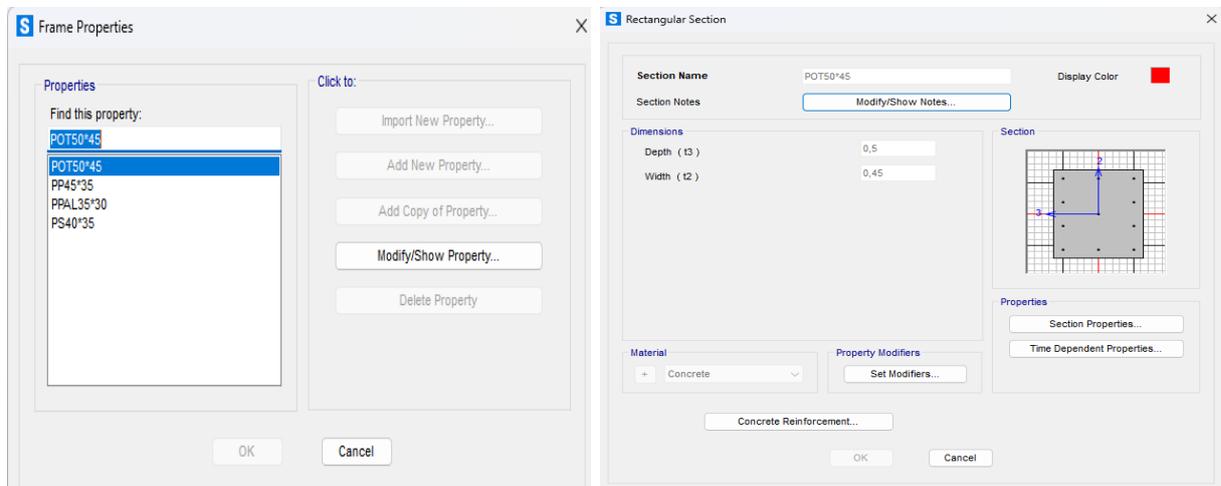


Figure .3. 9: les étapes de définition de ferrailage des poutres et poteaux.

Le comportement non-linéaire des éléments est traduit par l'introduction des rotules plastiques « Plastic Hinge» aux niveaux des sections susceptibles à se plastifier.

N.B : pour l'élément poutre on a introduit la section d'armature trouvée au niveau des appuis.

3.4.2.2. Définition des rotules plastiques :

Les rotules sont introduites aux niveaux des zones nodales des poteaux et poutres comme suit

- Sélection l'élément (poteau ou poutre), ensuite passer par le chemin : Définir > Section propriété > Hinges propriété. On introduit dans la case "Relative Distance" les valeurs 0 et 1 qui correspondent aux extrémités de chaque poteau.

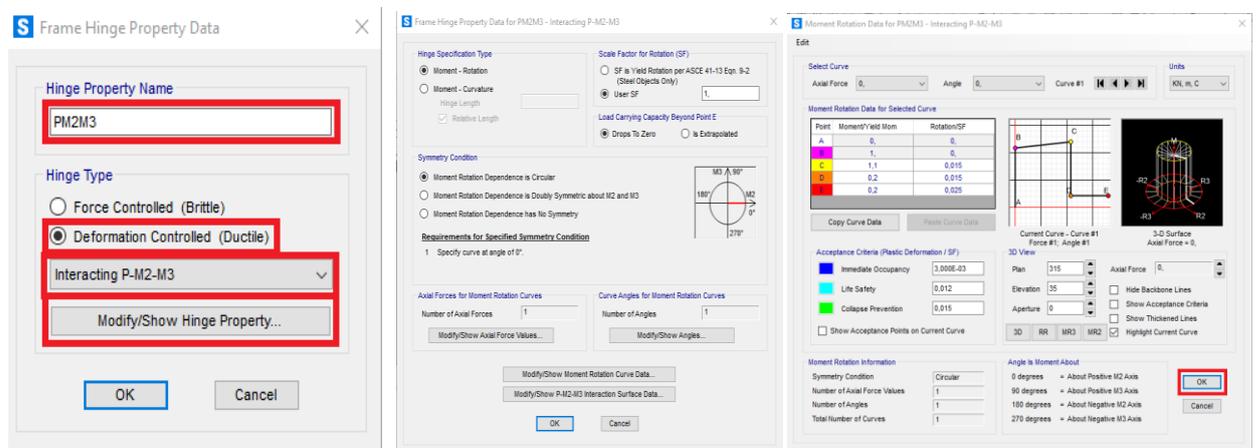


Figure .3. 10 : Définition des rotules plastiques pour les poteaux (hinges).

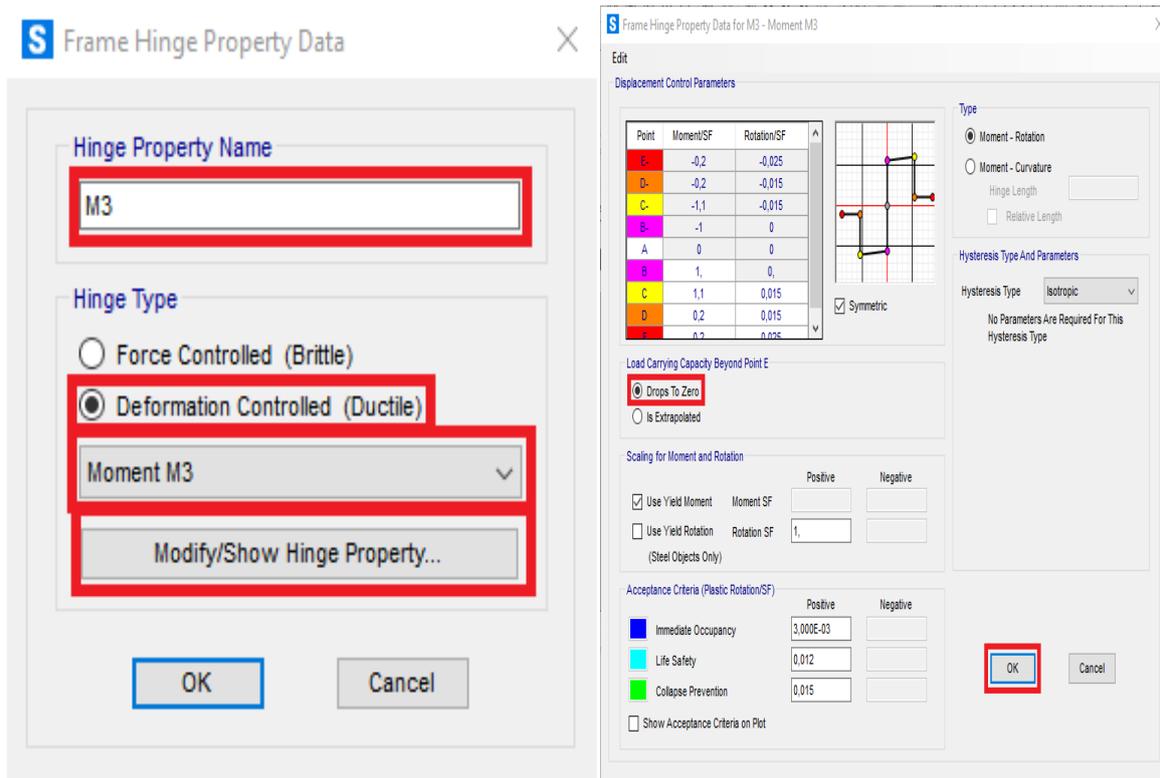


Figure .3 .11 : Définition des rotules plastiques pour les poutres (hinges).

Dans cette étude on a adopté une analyse en mode « déplacement contrôlé » c'est-à-dire que la structure subira une distribution de forces latérales incrémentées de façon progressive jusqu'à ce que le déplacement au sommet de la structure atteigne un déplacement cible :

$$D_{\text{cible}} = (\text{hauteur du bâtiment}/25).$$

3.4.2.3. Définition du chargement de l'analyse Push-over :

Après la définition du comportement non-linéaire l'introduction des rotules plastiques aux niveaux des éléments, on passe à la définition du chargement de l'analyse push-over.

Pour notre étude on adoptera une analyse en mode "Déplacement contrôlé" c'est-à dire que la structure subira une distribution des forces latérales incrémentées de façon progressive jusqu'à ce que le déplacement au sommet de la structure atteigne un déplacement cible.

➤ Définition de l'Analyse sous charges gravitaires :

Cette analyse consiste à définir les charges gravitaires dans le domaine non linéaire. Le chemin pour y accéder est:

Define → load cases > Dead (Modify/Show Load Case) > Static Nonlinear.

Le chargement introduit correspond à la combinaison proposée par le RPA99V2003 pour la détermination des charges sismiques (**G+0,2Q**).

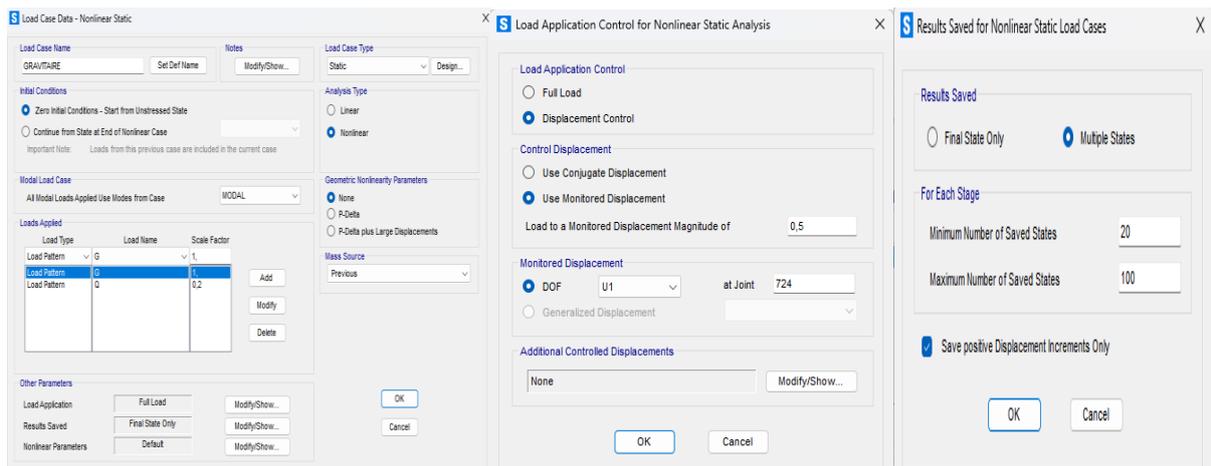


Figure .3.12 : Définition du chargement de l'analyse push-over sous charges gravitaires.

➤ **Sous charges horizontales:**

Cette étape consiste à définir l'analyse push-over sous charges horizontales dans les deux sens xx et yy (Push x, Push y).

Dans cette partie, nous allons présenter l'exemple du sens xx. Le chemin emprunté est:

Define > load cases > add new load case > push x-x (static Nonlinear).

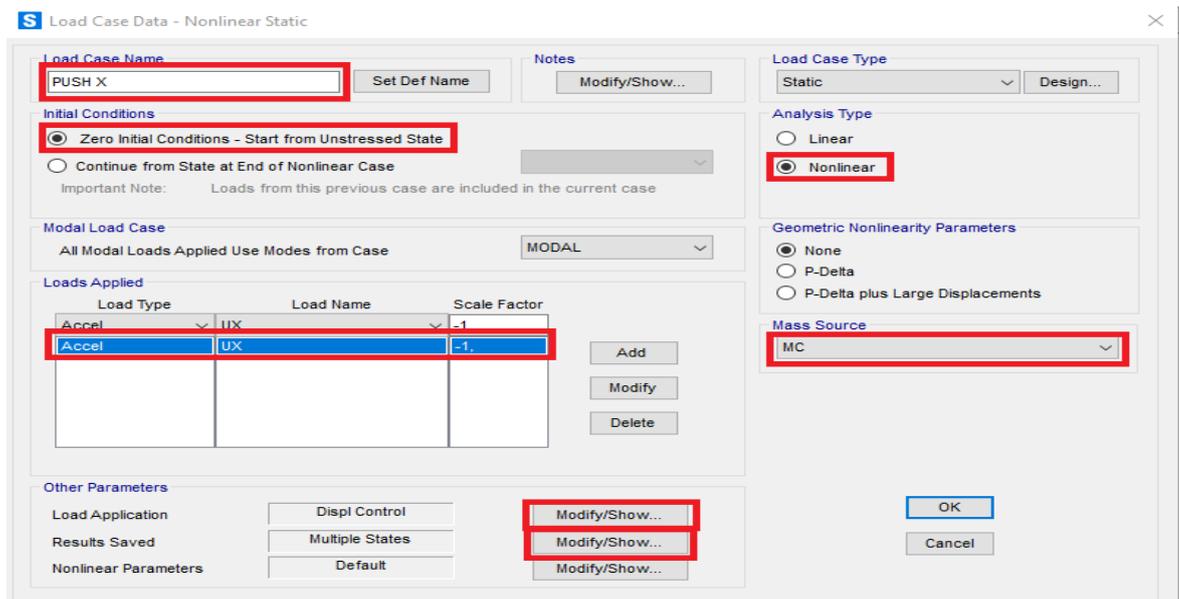


Figure .3 .13 : Définition du comportement non linéaire des éléments sous charges horizontales.

Après ces étapes on définit les chargements de l'analyse push-over par les étapes suivantes :

La valeur de déplacement du point moniteur est définie par défaut par le logiciel en fonction de la hauteur de la structure. (Hauteur du bâtiment/25).

$$D_{\text{cible}} = h/25 = \frac{h}{25} = \frac{15,30}{25} \rightarrow D_{\text{cible}} = 122,4\text{mm.}$$

➤ **Introduire la charge par cette méthode :**

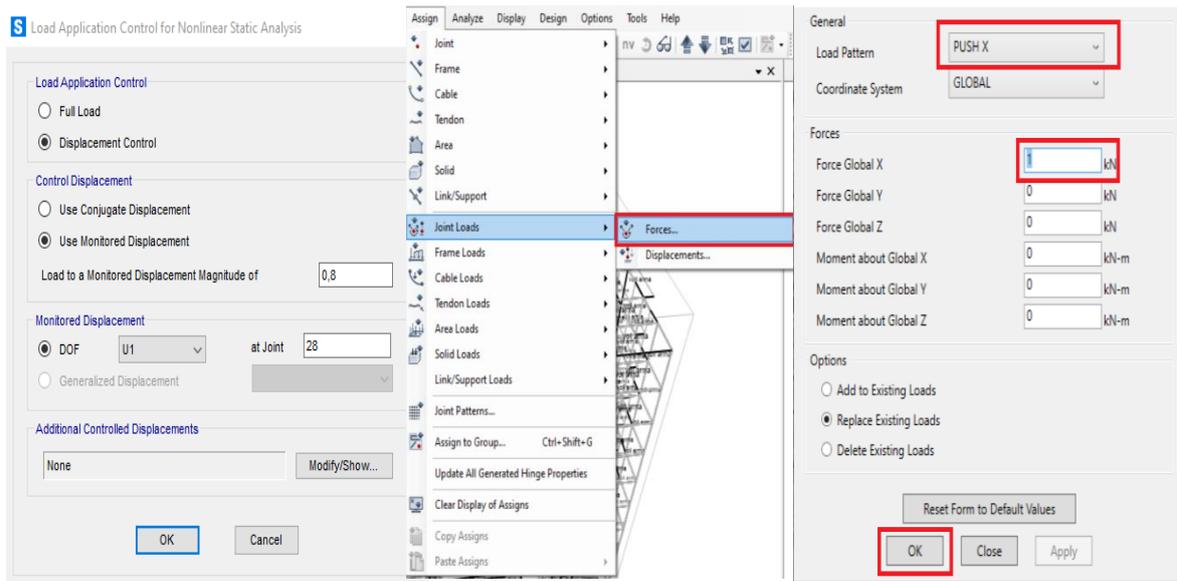


Figure.3.14 : Définition du chargement de l’analyse push-over (Sens XX).

Remarque :

- ✓ On fait les mêmes étapes pour push y.
- ✓ Finalement on lance le calcul.

Analyse statique non linéaire et extraction de la courbe de capacité :

On clique sur (analyse) → run analysis, une boîte de dialogue apparaîtra (set load cases to run) :

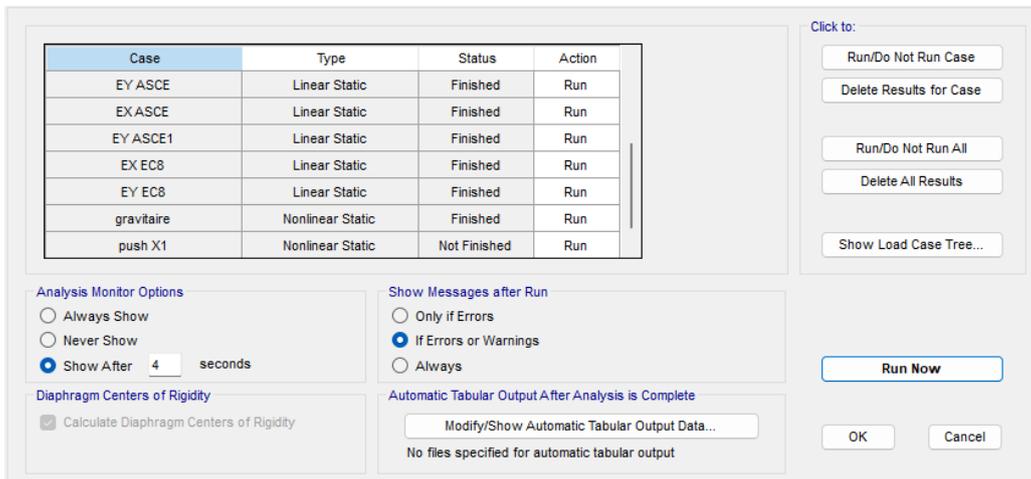


Figure.3.15 : Exécution de l’analyse de Push-over.

D’abord on exécute les deux charges sismiques (Ex et Ey) et non pas les deux charges statiques non linéaire (push gravitaire et push horizontale), ceci est fait en sélectionnant les deux charges (push gravitaire et push horizontale) et en cliquant sur (Run/don’t run case), et puis sur (Run Now).

Après l'analyse élastique, on répète la même procédure, mais pour cette fois on sélectionne les deux charges sismiques (Ex et Ey) et on clique sur (Run/Don't run case) et clique sur (Run Now). Pour visualiser la courbe de capacité : Display → Show Static Push-over Curve. On définit (Push-over parameter sets):

- Force vs Displacement.
- ATC 40 capacity spectrum.
- FEMA 440 displacement modification.

3.5. Résultats de l'analyse push-over :

Dans cette partie, on va exposer nos résultats issus de l'analyse push-over, selon deux directions x-x et y-y.

3.5.1. Courbe de capacité de la structure (V-D):

Le premier des résultats obtenus est la courbe de capacité de la structure (V-D), qui trace l'effort tranchant à la base de la structure, en fonction du déplacement au sommet, cette courbe peut avoir différentes formes selon le règlement américain ATC-40, ou celui de FEMA 356. Les courbes des push-over (Courbe de capacité) obtenues dans les deux sens sont données par la Figure.3.16

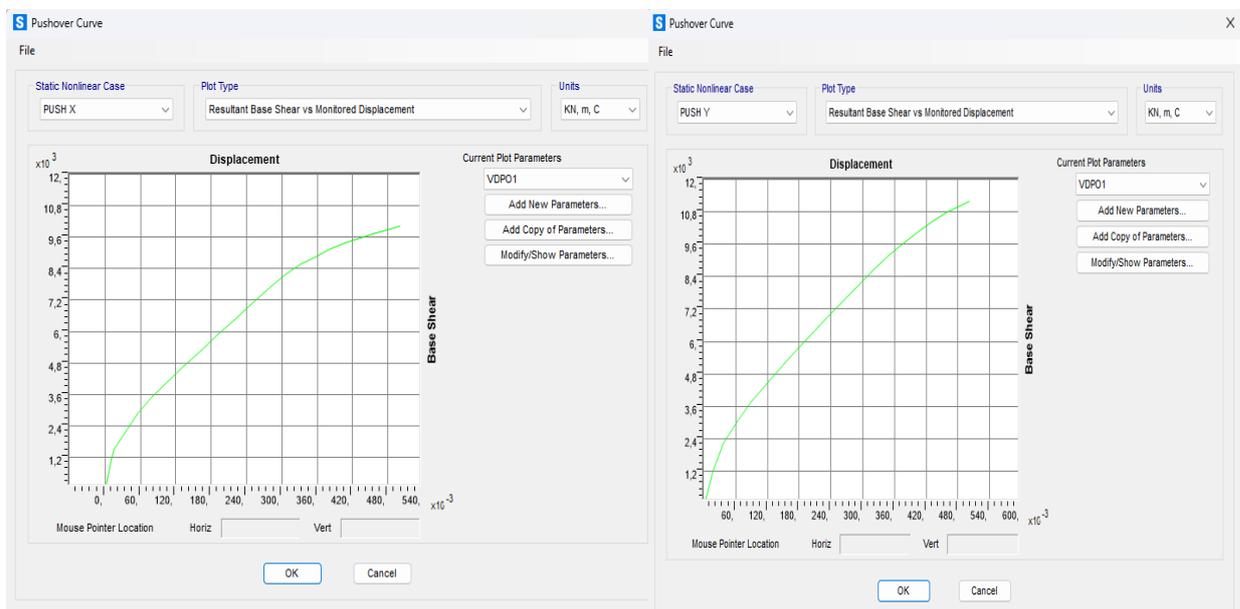


Figure.3.16 : courbe de push-over de la structure selon xx et yy.

Les points qui définissent les courbes de capacité (figure 3.16) suivant les deux directions sont donnés par les tableaux 3.1:

Force	Pas (Step)	déplacement (m)	effort à la base (KN)
PUSH X	0	-0,000034	0
PUSH X	1	0,010363	1101,73
PUSH X	2	0,014853	1522,64
PUSH X	3	0,054385	2864,472
PUSH X	4	0,079381	3500,429
PUSH X	5	0,106364	4096,624
PUSH X	6	0,133362	4670,986
PUSH X	7	0,163237	5292,361
PUSH X	8	0,190661	5859,837
PUSH X	9	0,219275	6443,614
PUSH X	10	0,256775	7198,511
PUSH X	11	0,281775	7699,587
PUSH X	12	0,306775	8181,38
PUSH X	13	0,331775	8554,084
PUSH X	14	0,356775	8852,147
PUSH X	15	0,381775	9135,097
PUSH X	16	0,406775	9374,972
PUSH X	17	0,433338	9587,189
PUSH X	18	0,459119	9765,008
PUSH X	19	0,484119	9932,632
PUSH X	20	0,499966	10034,387

Force	Pas (Step)	déplacement (m)	effort à la base (KN)
PUSH Y	0	0,001276	0
PUSH Y	1	0,015561	1146,208
PUSH Y	2	0,037492	2230,945
PUSH Y	3	0,063569	3033,417
PUSH Y	4	0,090321	3769,644
PUSH Y	5	0,121852	4516,128
PUSH Y	6	0,153203	5209,322
PUSH Y	7	0,178203	5737,527
PUSH Y	8	0,206367	6333,262
PUSH Y	9	0,235738	6932,85
PUSH Y	10	0,260738	7444,157
PUSH Y	11	0,285738	7951,917
PUSH Y	12	0,316991	8589,521
PUSH Y	13	0,348439	9168,924
PUSH Y	14	0,381996	9716,821
PUSH Y	15	0,410389	10165,859
PUSH Y	16	0,435389	10502,701
PUSH Y	17	0,460389	10807,986
PUSH Y	18	0,485388	11051,405
PUSH Y	19	0,501276	11171,383

Tableau .3.1 : L'effort tranchant en fonction du déplacement selon x-x et y-y

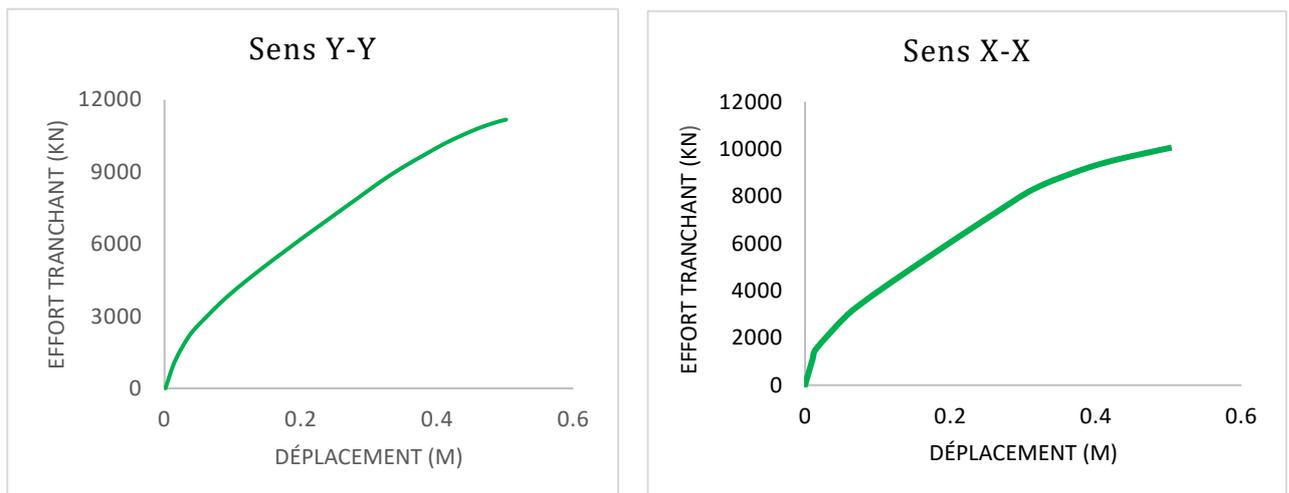


Figure.3.17 : Courbe de capacité de la structure selon X et Y.

Les figures 3.16. et 3.17 représentent les courbes de capacité de la structure R+4 dans les deux sens X-X et Y-Y. qui relie le déplacement au sommet à l'effort tranchant à la base, ce courbe est composé de trois partie sont :

Partie d'élasticité ou les déformations sont réversibles et la structure ne dissipe pas de l'énergie, la seconde partie représente la plasticité dans ce stade les déformations sont irréversibles et la structures dissipe de l'énergie, la dernière partie c'est l'effondrement partiel ou total de la structure, caractérisé par la perte de stabilité.

Alors on peut dire que la courbe de capacité d'une structure donnée est l'offre, plus loin la structure offre ces aptitudes à résister à tel ou tel force ou déplacement "elle présente ces muscles". La capacité d'une structure est dépendue des caractéristiques physiques est géométrique de la structure ça ce qui rend intrinsèque.

D'après ces résultats nous remarquons que l'amplitude du déplacement la plus grande est suivant le sens X-X., et l'effort tranchant à la base dans le sens y est plus important que celui dans le sens x. A partir de ces résultats on a déduit que la structure étudiée est plus rigide (ou moins ductile) dans le sens y que dans le sens x.

	Pas (Step)	$T_{eff(s)}$	B_{eff}	S_d de capacité	S_a de capacité	S_d de demande	S_a de demande
PUSH X	0	0,520018	0,07	0	0	0,012852	0,191327
PUSH X	1	0,520018	0,07	0,008906	0,13258	0,012852	0,191327
PUSH X	2	0,530983	0,088887	0,012801	0,182775	0,012669	0,180899
PUSH X	3	0,735722	0,236165	0,04576	0,340326	0,021659	0,161086
PUSH X	4	0,799884	0,243047	0,066087	0,415816	0,02683	0,168814
PUSH X	5	0,850685	0,243216	0,087756	0,48818	0,03153	0,175398
PUSH X	6	0,888755	0,238453	0,109493	0,558035	0,035782	0,182367
PUSH X	7	0,921618	0,231564	0,133654	0,633459	0,039856	0,188899
PUSH X	8	0,94542	0,223519	0,155906	0,702185	0,043297	0,195007
PUSH X	9	0,965898	0,215665	0,179128	0,772929	0,046495	0,200625
PUSH X	10	0,987696	0,206234	0,209482	0,864448	0,050183	0,207086
PUSH X	11	0,999819	0,200397	0,229752	0,925243	0,052389	0,210978
PUSH X	12	1,011642	0,196577	0,250105	0,983802	0,054419	0,21406
PUSH X	13	1,027852	0,200999	0,270202	1,029596	0,056364	0,214774
PUSH X	14	1,047416	0,210719	0,290206	1,064894	0,058167	0,213442
PUSH X	15	1,066227	0,219227	0,310197	1,098441	0,060134	0,212943
PUSH X	16	1,086408	0,229481	0,330327	1,126671	0,062118	0,211872
PUSH X	17	1,108116	0,239518	0,351549	1,152535	0,064343	0,210944
PUSH X	18	1,129014	0,248376	0,372037	1,17497	0,066569	0,210237
PUSH X	19	1,148297	0,255583	0,391804	1,196189	0,068742	0,209873
PUSH X	20	1,160294	0,259781	0,40436	1,209125	0,070224	0,209985

Tableau .3.2 : La capacité spectrale de la structure selon x-x.

T_{eff} : La période équivalente ; B_{eff} : L'amortissement visqueux équivalent ; S_d : Spectre de déplacement ; S_a : Spectre d'accélération.

- **Commentaire :** D'après ces résultats on a l'amortissement visqueux équivalent commence par 7% jusqu'à 26%, et le point de performance est égale à **15 mm** sous un effet d'une force latérale égalé a **1509,076 KN** c'est le déplacement cible de nos structures qui est entre les pas **0** et **1**, après le pas **20** on a dépassé la capacité ultime de l'ouvrage donc la construction est sur le point de faire face à un dommage.

	Pas (Step)	$T_{eff}(s)$	B_{eff}	S_d de capacité	S_a de capacité	S_d de demande	S_a de demande
PUSH Y	0	0,581837	0,07	0	0	0,017278	0,205461
PUSH Y	1	0,581837	0,07	0,011608	0,13804	0,017278	0,205461
PUSH Y	2	0,672243	0,153109	0,029797	0,265439	0,020044	0,178558
PUSH Y	3	0,7613	0,210373	0,051333	0,356555	0,024877	0,172791
PUSH Y	4	0,818403	0,2184	0,073491	0,441709	0,029721	0,178638
PUSH Y	5	0,871621	0,22449	0,099708	0,528341	0,034736	0,184064
PUSH Y	6	0,910772	0,222624	0,125662	0,609851	0,039203	0,190254
PUSH Y	7	0,936458	0,220166	0,146394	0,672026	0,042455	0,194893
PUSH Y	8	0,959127	0,214228	0,169651	0,742411	0,045753	0,200217
PUSH Y	9	0,979163	0,208743	0,19379	0,813695	0,04882	0,204987
PUSH Y	10	0,993303	0,203502	0,214311	0,874422	0,051197	0,20889
PUSH Y	11	1,005506	0,198382	0,234762	0,934754	0,053376	0,212528
PUSH Y	12	1,018992	0,192598	0,260485	1,009903	0,055883	0,216658
PUSH Y	13	1,034025	0,191674	0,286369	1,078208	0,058329	0,219614
PUSH Y	14	1,051814	0,194834	0,314055	1,142793	0,060581	0,220444
PUSH Y	15	1,06625	0,197349	0,337662	1,195648	0,06262	0,221737
PUSH Y	16	1,081292	0,203207	0,358536	1,234487	0,064278	0,221318
PUSH Y	17	1,097436	0,210573	0,379507	1,268532	0,065932	0,220382
PUSH Y	18	1,116149	0,221319	0,400509	1,294216	0,067678	0,218698
PUSH Y	19	1,129869	0,230373	0,413987	1,305478	0,06878	0,216894

Tableau.3.3: La capacité spectrale de la structure selon y-y.

Commentaire : D'après ces résultats on a l'amortissement visqueux équivalent commence par 7% jusqu'à 25%, et le point de performance est égale à **24 mm** sous un effet d'une force latérale égalé a **1544.98KN** c'est le déplacement cible de nos structures qui est entre les pas **0** et **1**, après le pas **19** on a dépassé la capacité ultime de l'ouvrage donc la construction est sur le point de faire face à un dommage.

3.5.2. Détermination du point de performance du système équivalent (S_a - S_d) par (ATC 40) :

Le point de performance permet d'évaluer le déplacement maximal que la structure peut subir, et en conséquence son degré de dommage dans le domaine plastique. Les normes américaines prévoient que ce point est déterminé en superposant deux courbes, une représente la

capacité résistance de la structure et l'autre représente la sollicitation apportée par le séisme qui est le spectre de réponse. Dans notre étude, nous utiliserons l'approche qui est déterminée par la norme américaine ATC40, cette approche est basée sur l'utilisation de plusieurs spectres représentant différents coefficients d'amortissement visqueux (approche d'amortissement).

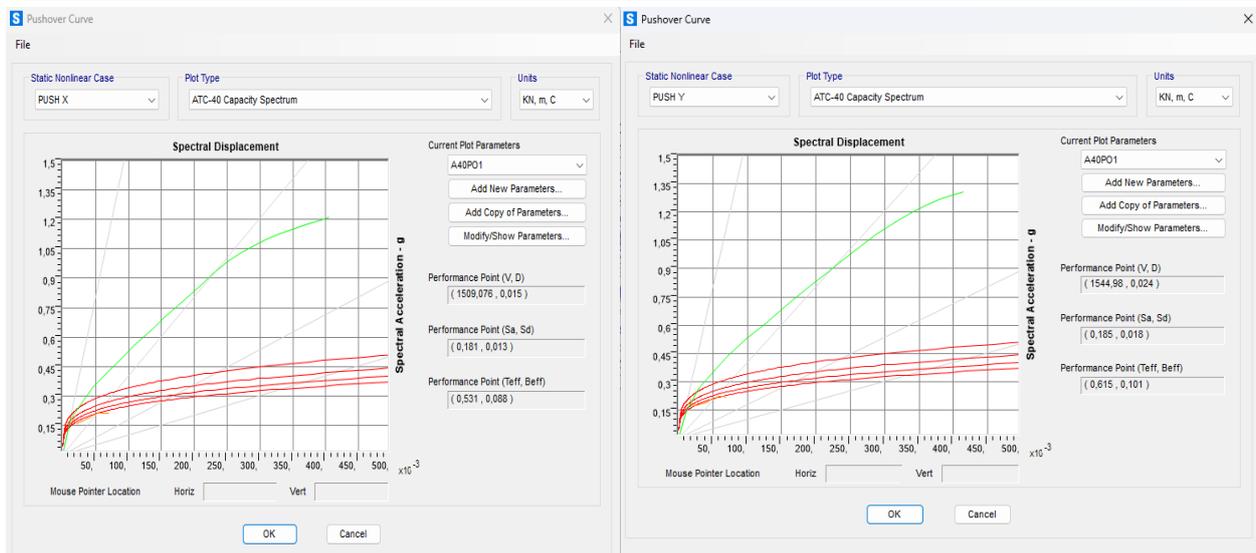


Figure.3.18 : Détermination du point de performance selon le logiciel (PUSH X et PUSH Y).

On détermine le point de performance de la structure (V_p - D_p) graphiquement :

- Dans le sens x, L'effort tranchant de 1509,076 KN le déplacement n'est que 15 mm.
- Dans le sens y, L'effort tranchant de 1544,98 KN le déplacement n'est que 24mm.

Pour préciser le domaine du point de performance (domaine élastique ou plastique) une représentation bilinéaire de la courbe de capacité est nécessaire.

3.5.3. Représentation bilinéaire de la courbe de capacité (push x) :

La représentation bilinéaire de la courbe de capacité selon les deux directions (figure 3.19) :

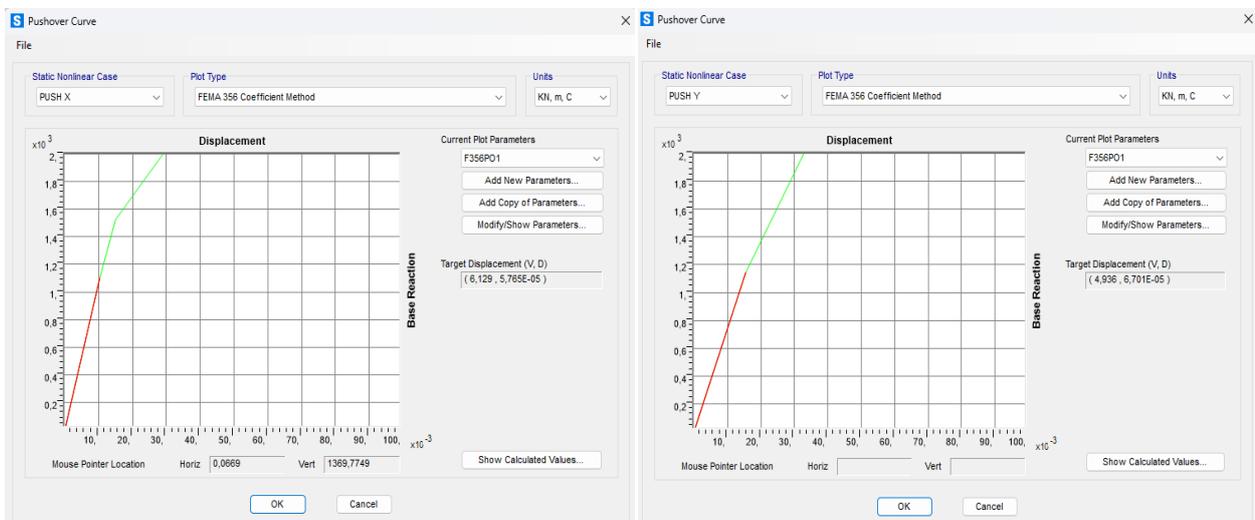


Figure. 3.19 : Représentation bilinéaire selon les deux directions selon RPA 2003 (zone IIA)

Commentaire : Les courbes de capacité de la structure nous renseignent sur la réponse de cette dernière suivant les charges de la méthode Push-Over, dont on peut clairement distinguer la phase élastique du comportement (état réversible), et la phase poste-élastique (état irréversible), jusqu'au point de performance qui représente le dernier point de résistance de cette structure.

Direction	$V_y(KN)$	$\Delta_y(m)$	$V_u(KN)$	$\Delta_u(m)$	$V_p(KN)$	$\Delta_p(m)$
XX	1311.207	0.01385	8651.744	0.499	1651.524	0.024
YY	904.540	0.0146	9647.05	0.501	1625.497	0.031

Tableau.3.4 : Limites élastique et ultime suivant les deux directions selon RPA 2003 (zone IIA)

Le point d'interaction de ces deux courbes (point de performances) se trouve dans le début du domaine plastique de la courbe de capacité et avant le domaine (IO-LS), et de là on peut dire que notre structure va supporter le séisme sans dégâts c'est-à-dire qu'il n'y aura pas des plastifications dangereuses dans les éléments de la structure.

Cette courbe bilinéaire simplifiée en rouge, qui est montrée sur la figure. 3.19, est requise pour définir les propriétés du système à un seul degré de liberté équivalent.

On prend le sens X comme un exemple de calcul :

3.5.3. 1. La rigidité initiale :

$$K_e = V_y / \Delta_y$$

K_e : La rigidité élastique effective (La raideur élastique initiale).

$$K_e = \frac{1311.207}{0.01385} = 94671.98 \text{ KN/m.}$$

3.5.3. 2. La rigidité adoucie :

La rigidité en domaine plastique (La rigidité raidie ou adouci) est donnée par la formule ci-dessous :

$$K_s = \frac{V_u - V_y}{\Delta_u - \Delta_y} = \frac{8651.744 - 1311.207}{0.499 - 0.01385} = 15319.91 \text{ KN/m}$$

K_s : La rigidité raidie ou adouci.

3.5.3.3. Raideur de la structure au point de performance (K_p) et indicateur de dégradation global de la structure (I_d) :

Au point de performance, la raideur de la structure est de :

$$K_p = V_p / \Delta_p = \frac{1651.524}{0.024} = 68813.5 \text{ KN/m}$$

Un indicateur de dégradation global de la structure (I_d) peut être défini par :

$$I_d = \left(1 - \frac{K_p}{K_e}\right) \cdot 100\% = 27.313 \%$$

Remarque : Ainsi, au point de performance, la plastification de la structure engendre une diminution légère de la raideur initiale ce qui nous donne un indice de dégradation de la rigidité dans les limites :

$I_d = 27.313 \%$ (le point de performance est au début du domaine plastique et avant l'apparition des premiers rotules plastiques de types IO).

Ces résultats indiquent que notre structure est complètement en sécurité avec des possibilités de l'apparition des microfissures lorsque la structure est subie à un séisme habituelle dans la zone IIA (zone de moyenne sismicité).

3.5.3. 4. Degré de dommage :

$$D_I = \frac{\Delta_m - \Delta_y}{\Delta_u - \Delta_y}$$

Δ_m (Δ_p): est le déplacement maximum dans la zone non-linéaire (point de performance DP dans notre cas).

Δ_y : est le déplacement élastique (sans endommagement).

Δ_u : est le déplacement ultime (ruine totale).

En se basant sur les degrés de dommage structurel, une équivalence entre l'indice de dommage précédemment défini « D_i » et l'état de dégradation est donnée au Tableau 3.5. Pour procéder au calibrage des paramètres des fonctions de fragilité, il est nécessaire d'établir une corrélation entre l'indice de dommage précédemment défini D_i et les déplacements inter-étage Δ_i .

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	$0,25 < D_I < 0,4$	Modéré
3	$0,4 < D_I < 1,00$	Important
4	$D_I > 1,00$	Ruine

Tableau 3.5: équivalence entre l'indice de dommages et l'état de dommage

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

Sens X-X : $D_I = \frac{0.024 - 0.01385}{0.499 - 0.01385} = 0.021 < 0,1$, **Sens Y-Y :** $D_I = \frac{0.031 - 0.0146}{0.501 - 0.0146} = 0.033 < 0,1$.

- **Commentaire :** Les résultats confirment les résultats précédents et les dommages prévus sont des dommages de classe 0 ce que signifié une dégradation de la structure de type aucun dégât. Les mêmes résultats sont enregistrés dans le sens y (dommage 0).

3.5.3. 5. Demande en ductilité (μ_p) :

La demande en ductilité est un critère qui situe le degré de pénétration de la structure dans le domaine post élastique. La ductilité de déplacement (Δ) est généralement une mesure de la ductilité globale de l'élément ou de la structure. Elle est définie comme étant le rapport du déplacement latéral total au déplacement latéral élastique :

- **Ductilité de la structure dans les sens xx :**

On a : $D_y = 0.01385$; $D_u = 0.499$. Soit une demande en ductilité qui peut être estimé par le

$$\text{rapport : } \mu_p = \frac{Du}{Dy} = \frac{0.499}{0.01385} = 36.028$$

- **Ductilité de la structure dans les sens yy :**

$$\mu_p = \frac{Du}{Dy} = \frac{0.501}{0.0146} = 34.31$$

A mesure que le facteur μ_p est petit, le degré de pénétration de la structure dans le domaine plastique est faible (manque de ductilité).

Interprétation : Le manque en ductilité réside que notre structure est contreventée par un système voile avec portique qu'est considéré comme un système trop rigide ($R=3.5$)

3.5.4 Rotules Plastiques :

a) **Push x-x :**

Load Cas	Step	E	A To IO	IO To LS	LS to CP	CP	TOTAL
PUSH X	0	0	458	0	0	0	458
PUSH X	1	0	458	0	0	0	458
PUSH X	2	0	458	0	0	0	458
PUSH X	3	0	457	0	0	1	458
PUSH X	4	0	456	0	0	2	458
PUSH X	5	0	446	8	0	4	458
PUSH X	6	0	389	63	0	6	458
PUSH X	7	0	366	85	0	7	458
PUSH X	8	0	337	113	0	8	458
PUSH X	9	0	335	115	0	8	458
PUSH X	10	0	323	127	0	8	458
PUSH X	11	0	303	145	2	8	458
PUSH X	12	0	293	143	14	8	458
PUSH X	13	0	277	137	36	8	458
PUSH X	14	0	270	132	48	8	458
PUSH X	15	0	268	124	58	8	458
PUSH X	16	0	253	128	69	8	458
PUSH X	17	0	247	116	87	8	458
PUSH X	18	0	244	116	88	10	458
PUSH X	19	0	242	117	87	12	458
PUSH X	20	0	241	113	84	20	458

Tableau.3.6 : distribution des rotules plastiques dans la structure sous la charge push X

La distribution des rotules plastiques dans la structure est résumée dans ces deux tableaux :

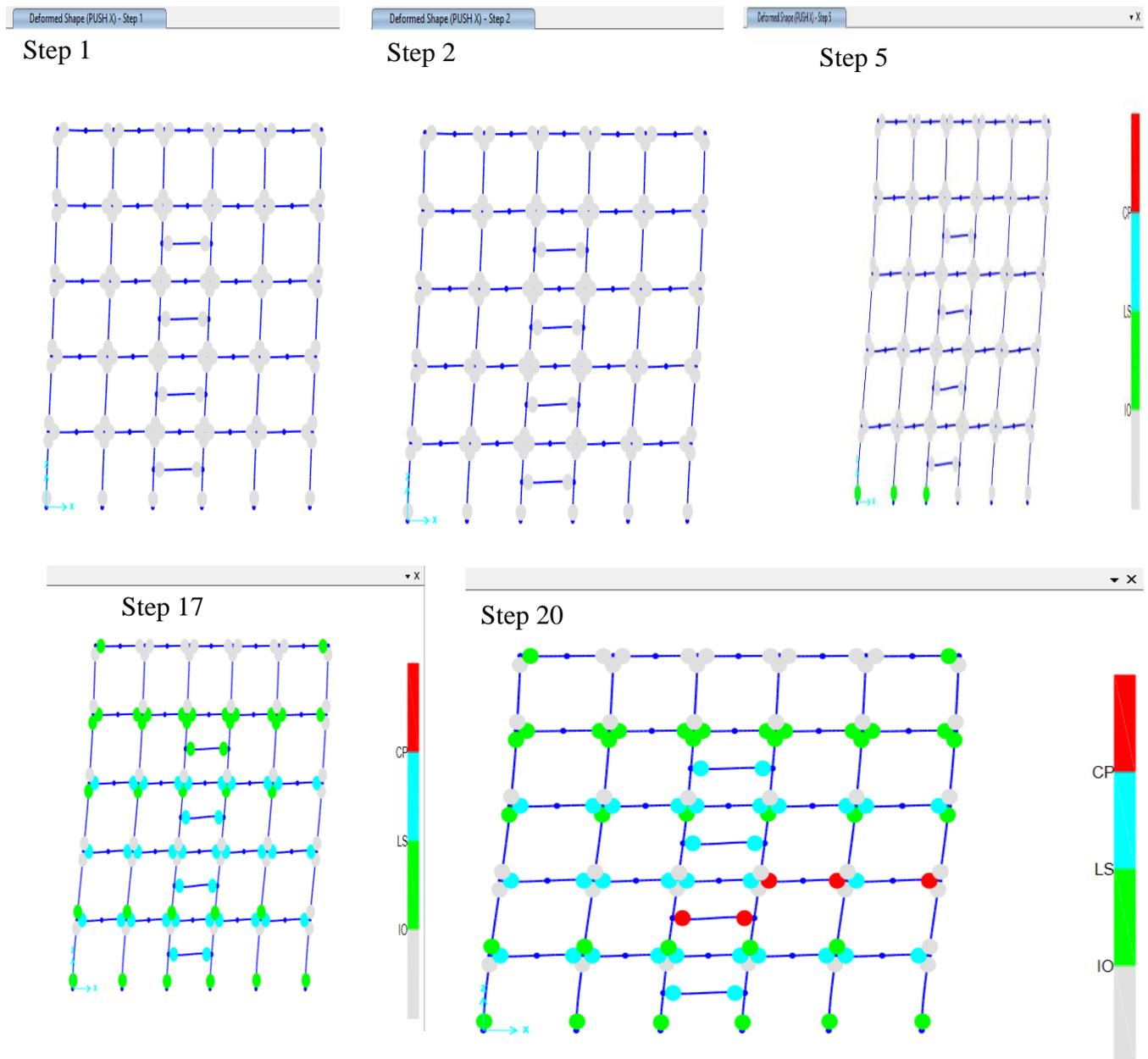


Figure. 3.20 : Développement des rotules plastiques obtenues par SAP2000 V24 sens x-x
Commentaire : Après visualisation de la distribution des rotules plastiques correspondant aux points de performance (step1), nous constatons que les dommages sont relativement limités, avec l'absence de la formation des rotules plastiques que soit dans les poteaux ou bien dans les poutres. Après la distribution des rotules plastiques dans la structure, et après chaque étape (Step) de chargement de l'analyse push-over, on a remarqué que les premières rotules plastiques de type (B) à partir de 2^{ème} pas se forment à le 2^{ème}, 3^{ème} et exactement au niveau des poteaux.

b) Push y-y :

Load Case	step	A To B	B To C	C To D	D To E	E	A To IO	IO To LS	LS to CP	CP	TOTAL
PUSH Y	0	458	0	0	0	0	458	0	0	0	458
PUSH Y	1	454	4	0	0	0	458	0	0	0	458
PUSH Y	2	380	78	0	0	0	458	0	0	0	458
PUSH Y	3	346	112	0	0	0	454	0	0	4	458
PUSH Y	4	293	165	0	0	0	439	8	0	11	458
PUSH Y	5	270	188	0	0	0	434	12	0	12	458
PUSH Y	6	246	212	0	0	0	392	47	0	19	458
PUSH Y	7	246	212	0	0	0	380	58	0	20	458
PUSH Y	8	234	224	0	0	0	346	86	0	26	458
PUSH Y	9	230	228	0	0	0	335	97	0	26	458
PUSH Y	10	228	230	0	0	0	331	101	0	26	458
PUSH Y	11	227	231	0	0	0	317	114	0	27	458
PUSH Y	12	220	232	6	0	0	307	117	6	28	458
PUSH Y	13	212	230	16	0	0	287	130	12	29	458
PUSH Y	14	212	222	24	0	0	271	133	24	30	458
PUSH Y	15	209	217	32	0	0	266	129	32	31	458
PUSH Y	16	208	208	42	0	0	262	127	38	31	458
PUSH Y	17	208	200	50	0	0	259	124	44	31	458
PUSH Y	18	208	194	56	0	0	254	121	52	31	458
PUSH Y	19	208	184	66	0	0	254	117	50	37	458

Tableau.3.7 : distribution des rotules plastiques dans la structure sous la charge push y.

Interprétation : Après la distribution des rotules plastiques dans la structure, et après chaque étape (Step) de chargement de l'analyse push-over, on a remarqué que les premières rotules plastiques de type (CP) se forment au niveau du RDC, le 2^{ème}, et le 3^{ème}, 4^{ème} niveau et exactement au niveau des poteaux avec des rotule de type IO to LS à partir du pas 7. A une phase très avancée du chargement, on constate **l'apparition des rotules** de type de ruine (rotules plastiques) de type (CP) dans plusieurs endroits de la structure, il indique que la construction est sur le point de faire face à un effondrement partiel ou total.

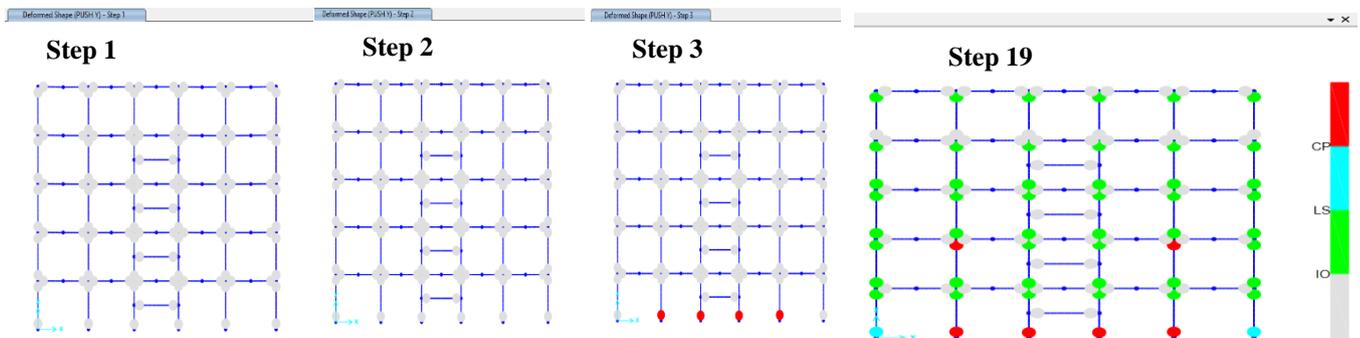


Figure. 3.21 : Développement des rotules plastiques obtenues par SAP2000 V24 sens y y

La distribution des rotules plastiques au point de performance qui est équivalent au step 1 dans les deux sens confirme la résistance de notre structure face à un séisme éventuel. Les dommages peuvent avoir lieu durant le séisme, mais le danger sur la vie résultant de ces dommages est **très faible**. L'application de la méthode Push-over nous a permis de suivre le comportement de la structure au-delà du domaine élastique, et cela en suivant l'histoire de formation des rotules plastiques dès son apparition à n'importe quel élément structurel.

3.6. Effet de la zone sismique sur la performance de la structure:

	Point de performance	rotules plastiques		Limite élastique (V_Y, D_Y)
Zone IIA	(1181.26, 0.013)	A-IO	458	(1729.88 ,0.0193)
		IO -LS	0	
		LS-CP	0	
Zone IIB	(1444.57, 0.019)	A-IO	458	(1729.88,0.193)
		IO -LS	0	
		LS-CP	0	
Zone III	(1685.75, 0.027)	A-IO	458	(1729.88,0.0193)
		IO -LS	0	
		LS-CP	0	

Tableau.3.8 : Effet de la zone sismique sur la performance de la structure sens x-x.

Commentaire : Les points de performance et les résultats des rotules plastiques issus de l'analyse push-over révèlent que la structure est capable de gérer les charges sismiques spécifiées pour chaque zone.

La présence de rotules plastiques uniquement dans la plage A-IO confirme que la structure est conçue pour bien fonctionner dans la phase d'occupation immédiate, évitant des dommages significatifs sous des conditions sismiques.

L'augmentation des valeurs de l'effort tranchant à la base et du déplacement au sommet à travers les zones IIA, IIB et III reflète la réponse attendue de la structure aux exigences sismiques croissantes, validant ainsi les résultats de l'analyse push-over.

	Point de performance	rotules plastiques		Limite élastique (V_Y, D_Y)
Zone IIA	(1159.64, 0.0036)	A-IO	458	(6578.41 ,0.0193)
		IO -LS	0	
		LS-CP	0	
Zone IIB	(1440.14, 0.0036)	A-IO	458	(6578.41,0.0193)
		IO -LS	0	
		LS-CP	0	
Zone III	(1673.89, 0.0038)	A-IO	458	(6578.41,0.0193)
		IO -LS	0	
		LS-CP	0	

Tableau.3.9 : Effet de la zone sismique sur la performance de la structure sens yy.

En conclusion, les résultats démontrent que la structure R+4 avec un système de contreventement en béton armé est robuste et performe efficacement à travers différentes zones sismiques. L'utilisation de l'analyse push-over a fourni une compréhension claire du comportement de la structure sous les charges sismiques, confirmant sa sécurité et sa résilience.

3.7. Comparaison entre les points de performance et les 3 codes :

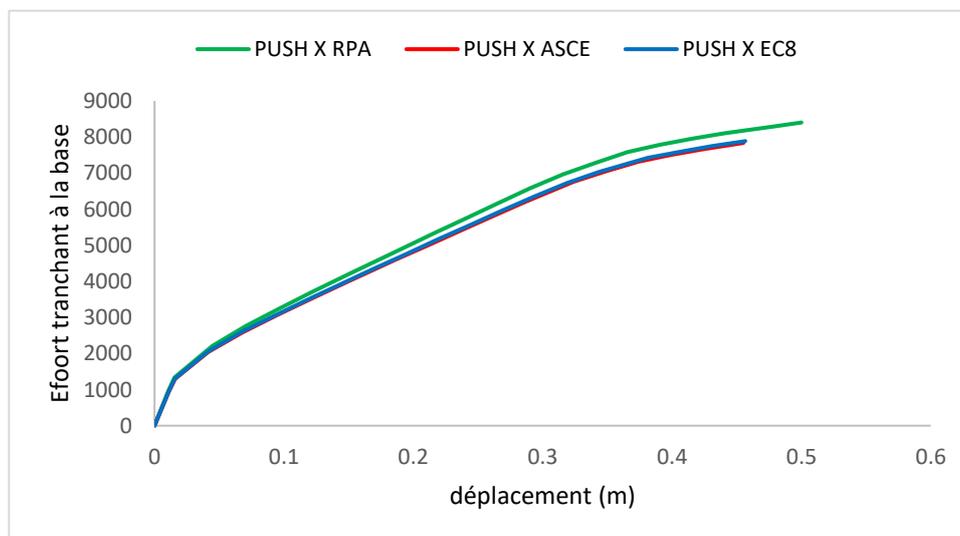


Figure.3.22 : Comparaison entre les points de performance et les 3 codes sous X-X

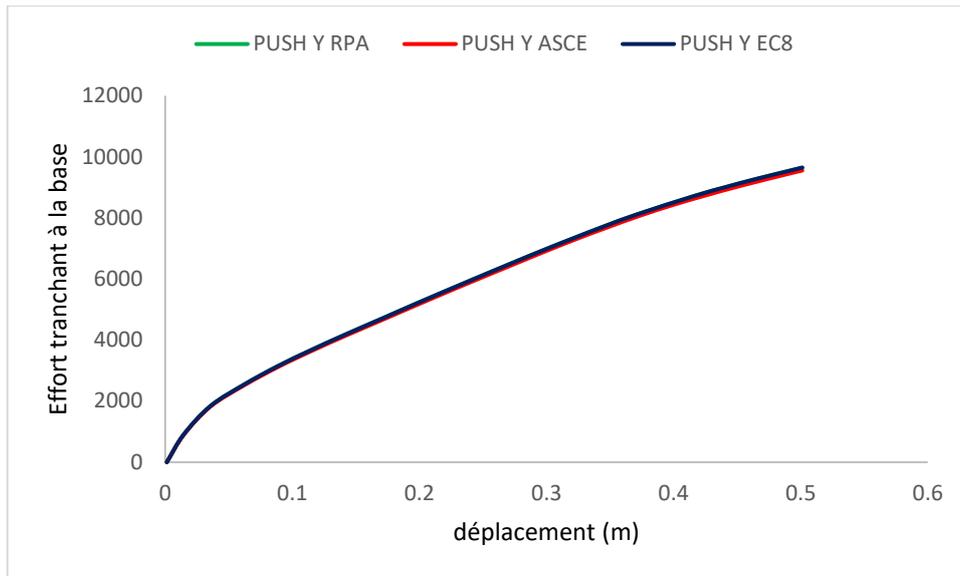


Figure.3.23 : Comparaison entre les points de performance et les 3 codes sons Y-Y

La courbe de capacité ci-dessus représente la relation entre l'effort tranchant à la base et le déplacement au sommet de la structure pour trois codes parasismiques : le code algérien RPA 2003, le code américain ASCE, et l'Eurocode 8 (EC8). Voici une analyse détaillée des résultats :

- La courbe obtenus par le code algérien montre une pente initiale raide, indiquant une rigidité élevée de la structure aux faibles déplacements. La courbe atteint un déplacement maximal d'environ 0,5 m avec un effort tranchant à la base d'environ 8000 kN. Ce qui est typique pour des périodes plus courtes. Cela signifie que la structure est plus rigide et moins flexible. En plus en raison de la période plus courte (0.49s), la structure subit des déplacements modérés sous l'action sismique.

La courbe obtenue par le code européen EC8 suit de près la courbe RPA au début, montrant une rigidité initiale similaire. La courbe atteint également un déplacement maximal d'environ 0,5 m, mais avec un effort tranchant légèrement inférieur à celui de la courbe RPA. La structure conçue selon l'Eurocode 8 permet également des déplacements plus importants, assurant une bonne ductilité et une meilleure performance sismique.

- La structure conçue selon le code ASCE montre une bonne rigidité initiale et une capacité de déplacement importante, mais elle présente une légère diminution de rigidité plus tôt que la courbe RPA.

Les courbes de capacité obtenues par la méthode push-over pour les trois codes parasismiques montrent des différences importantes en termes de rigidité initiale, capacité de déplacement et performance globale de la structure.

- **RPA 2003:** La structure présente une bonne rigidité initiale et des capacités de déplacement modérées, adaptée aux conditions sismiques algériennes.
- **ASCE:** La structure conçue selon le code ASCE montre une bonne rigidité initiale et une capacité accrue de déplacement, correspondant aux exigences des régions à haute activité sismique.
- **Eurocode 8 (EC8):** La structure offre un bon équilibre entre rigidité et ductilité, permettant une tolérance élevée aux déplacements tout en assurant la sécurité.

La période plus courte du RPA indique une structure plus rigide avec des déplacements plus limités, ce qui peut être adapté aux conditions sismiques algériennes. En revanche, les périodes plus longues des codes ASCE et Eurocode 8 montrent une meilleure capacité de dissipation d'énergie et de déformation, offrant une meilleure performance sismique dans les régions à forte activité sismique.

	Point de performance	rotules plastiques		Limite élastique (V_Y, D_Y)
RPA2003	(1181.262, 0.013)	A-IO	458	(1678.18,0.0185)
		IO -LS	0	
		LS-CP	0	
ACE7-22	(1182.71, 0.014)	A-IO	458	(1636.76,0.0191)
		IO -LS	0	
		LS-CP	0	
EC8	(1186 , 0.014)	A-IO	458	(1644.97 , 0.019)
		IO -LS	0	
		LS-CP	0	

Tableau.3.10 : Comparaison entre les trois règlements parasismiques en termes de point de performance et rotules plastiques et limite élastique dans les sens xx.

	Point de performance	rotules plastiques		Limite élastique (V_Y, D_Y)
RPA2003	(1159.64, 0.0031)	A-IO	458	(6578.408,0.0191)
		IO -LS	0	
		LS-CP	0	
ACE7-22	(1211.42, 0.022)	A-IO	458	(1887.22,0.0331)
		IO -LS	0	
		LS-CP	0	
EC8	(1159.64, 0.003)	A-IO	458	(6578.408,0.0331)
		IO -LS	0	
		LS-CP	0	

Tableau.3.11 : Comparaison entre les trois règlements parasismique en termes de point de performance et rotules plastiques et limite élastique dans les sens YY

Les courbes de capacité pour ASCE et Eurocode 8 montrent que ces structures peuvent absorber plus d'énergie sismique grâce à leur ductilité. Cela est crucial dans les régions à forte activité sismique, où des déplacements plus importants sont attendus.

✓ Le règlement parasismique algérien (RPA 2003) impose des limitations de hauteur pour les bâtiments utilisant ce type de système de contreventement. Ces limitations visent à garantir la sécurité structurelle dans différentes zones sismiques.

Par exemple pour la zone IIA, le règlement limite ce type de structures à (4) niveaux ou quatorze (14) mètres. Les résultats obtenus dans ce travail par la méthode Push-over nous a montrer que ce type de contreventement dans un bâtiment de hauteur qui dépasse les 15 mètres de hauteurs à les capacités à résister même en zone de forte séismicité. Ces limitations peuvent être trop restrictives et ne pas refléter les capacités réelles de ces systèmes lorsqu'ils sont correctement mis en œuvre.

✓ Contrairement au RPA 2003, l'Eurocode 8 et le code américain ASCE 7-22 n'exigent aucune limitation de hauteur pour ce type de constructions. Cependant, ils imposent des conditions strictes sur les dispositions constructives et la qualité des matériaux utilisés.

- ✓ Ces codes mettent l'accent sur l'obtention d'une ductilité suffisante pour permettre la dissipation d'énergie et limiter le risque de rupture fragile. En respectant ces conditions, les structures peuvent atteindre une performance sismique élevée sans être limitées par la hauteur.

	statique équivalente(KN)		Push-over (KN)		$V_{push-over}/V_{MSE}$	
	Sens - X	Sens-Y	Sens - X	Sens-Y	Sens - X	Sens-Y
RPA 2003	748,60	959,94	1181,26	1159,64	1.57	1.21
EC 8	608,19	794,15	965,18	965,18	1.58	1.21
ASCE 7-22	283,40	318,56	797,10	678,23	2.81	2.12

Tableau.3.12: Comparaison entre la méthode statique équivalente et Push-over en termes de efforts tranchant pour les trois règlements

Pour les résultats de RPA 2003, l'effort tranchant obtenu par la méthode Push-over est plus une **fois et demi** plus grande que la valeur obtenue par la méthode statique équivalente dans le sens **x-x** et presque **20% plus grand** dans les sens **y-y**.

3.8. CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons appliqué la méthode push-over qui est basée sur un calcul statique non linéaire. Cette étude permet d'évaluer la performance sismique de cette structure à travers l'estimation des efforts et des déplacements susceptibles d'être atteints sous l'action d'un séisme.

On a utilisé le Sap 2000. V24 pour la détermination de la courbe de capacité où toutes les étapes ont été illustrées. Par la suite, le point de performance a été estimé.

Dans notre cas à partir de cette analyse on a déduit que le bâtiment réalisé est considéré comme étant non dommageable pour les raisons suivantes :

- Le point de performance de notre structure dans les deux sens est tombé dans le début du domaine plastique avant le domaine des rotules plastiques IO qui signifie qu'elle est totalement en sécurité.
- Le niveau d'endommagement pour certains éléments notamment les poteaux est faible (de type B).

Par la suite on a comparé entre les efforts tranchants à la base obtenus par la méthode statique équivalente et celle obtenus par la méthode statique non linéaire (Push-over), on trouve que l'effort tranchant obtenu par la méthode Push-over est une fois s et demis plus grande à la

valeur obtenue par la méthode statique équivalente dans le sens x-x et 20% plus grand dans les sens y-y selon le règlement Algérien.

La Comparaison entre les codes RPA 2003, ASCE et l'Eurocode 8 en terme de capacité montre l'importance de la période de la structure sur la performance sismique de la structure.

La période plus courte du RPA indique une structure plus rigide avec des déplacements plus limités, ce qui peut être adapté aux conditions sismiques algériennes. En revanche, les périodes plus longues des codes ASCE et l'Eurocode 8 montrent une meilleure capacité de dissipation d'énergie et de déformation, offrant une meilleure performance sismique dans les régions à forte activité sismique.

Conclusion générale

Cette étude a analysé l'influence des périodes fondamentales proposées par différents codes parasismiques sur le dimensionnement et la performance sismique de bâtiments en portiques auto-stables en béton armé. Deux cas de structures de 4 et 8 étages ont été considérés, dimensionnés selon le règlement parasismique algérien en utilisant plusieurs formules empiriques d'estimation de la période fondamentale.

Après dimensionnement, des analyses statiques non-linéaires par poussée progressive (push-over) ont été réalisées afin d'évaluer la performance sismique des bâtiments en termes d'efforts tranchants à la base, déplacements inter-étages, demandes en ductilité et distributions des rotules plastiques. Les résultats ont mis en évidence l'impact significatif des différentes méthodes d'estimation de la période fondamentale sur les forces sismiques calculées, et par conséquent sur le dimensionnement et le comportement des structures sous séismes.

Ce travail PFE souligne l'importance d'une estimation précise de la période fondamentale pour assurer une conception sûre et optimale des ouvrages dans les zones à risque sismique. Elle appelle à de nouvelles investigations afin de résoudre les divergences entre les différents codes dans l'estimation de ce paramètre capital. Après ce travail on a tiré les remarques et les recommandations suivantes :

- ✓ La période plus longue permet des déplacements plus importants, ce qui est favorable dans les régions à forte activité sismique pour dissiper l'énergie sismique.
- ✓ Bien que le système de contreventement portique auto-stable soit très efficace et résistant, les règlements parasismiques varient dans leurs exigences. Le RPA 2003 impose des limitations de hauteur, mais il est reconnu qu'il y a des corrections à apporter à ces exigences. L'important est d'assurer un bon contrôle de la mise en œuvre sur le chantier pour garantir la sécurité et la performance des structures. L'Eurocode 8 et le code ASCE permettent plus de flexibilité en se concentrant sur la ductilité et la qualité des matériaux. Il est essentiel de comprendre et de respecter ces règlements pour garantir la sécurité et la performance des structures en zones sismiques.
- ✓ Ces analyses montrent que la méthode push-over est un outil efficace pour évaluer la performance sismique des structures selon différents codes et normes, permettant d'adapter les conceptions aux conditions spécifiques de chaque région.

LES REFERENCES

- [1] Règlement parasismique algérien (RPA 99/ version 2003). (2003). Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique.
- [2] Eurocode 8 (1998). Conception et dimensionnement des structures pour leur résistance aux séismes et document d'application national.
- [3] ASCE 7-22. (2022). Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures - SEI/ASCE Standard No. 7-05. American Society of Civil Engineers. Reston, VA: American Society of Civil Engineers.
- [4] Règlement de construction parasismique (R.P. S 2000). (2011). Ministère de l'Aménagement du Territoire, de l'Urbanisme, de l'Habitat et de l'Environnement. Royaume du Maroc.
- [5] Jean marie Husson. Etude des structures en béton (BAEL91 révisé99). Écoles d'ingénieurs génie civil. CASTELLIA. p39
- [6] Anah. (1986). L'isolation acoustique des logements anciens, Eyrolles, Paris.
- [7] Ministère de l'habitat et de l'urbanisme. (2004). Document technique réglementaire DTR C 3 1.1, isolation acoustique des parois aux bruits aériens, règle de calcul, CNERIB.
- [8] Ministère de l'habitat. (1993). Document technique réglementaire D.T. R. - B.C. 2-41, Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93.
- [9] Les Règles de calcul de Béton Armé aux Etats Limite. (2000). BAEL 91 modifié 99,
- [10] Ministère de l'habitat et de l'urbanisme. (2003). Document technique réglementaire DTR B C 2 48, Règle parasismique Algérienne RPA99 version 2003.
- [11] Ministère de l'habitat et de l'urbanisme. (1988). Document technique réglementaire DTR B C 2 .2, Charge permanentes et charges d'exploitation, CGS.
- [12] BAEL 91. (1992). Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des Etats Limites, Edition Eyrolles.
- [13] Ministère de l'habitat et de l'urbanisme (2003). Document technique réglementaire DTR B C 2 48, Règle parasismique Algérienne RPA99 version,
- [14] Les Règles de calcul de Béton Armé aux Etats Limite. (2000). BAEL 91 modifié 99,
- [15] Ministère de l'habitat. Document technique réglementaire (1993) D.T. R. - B.C. 2-41, Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93.
- [16] Hamou kada. & Ramdane kheireddine. (2007). Etablissement de la Courbe de Fragilité par la Méthode Push-over, 7ème Colloque National AFPS– Ecole Centrale Paris.,
- [17] BOUSS A Leila. (2012). Effet de Confortement sur les Structures en Béton Armé.

Mémoire de Magistère, Université M'Hamed BOUGRA- BOUMERDES, 94p

[18] Hemsas M, (2010) Modélisation par macro-éléments du comportement non-linéaire des ouvrages à voiles porteurs en béton armé sous action sismique (Développement de méthodes simplifiées d'analyse dynamique et de vulnérabilité sismique) ", Thèse de docteur," Université Bordeaux 1.