

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique & Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة الجيلالي بونعامة خميس مليانة
Université Djilali BOUNAMAA de Khemis Miliana
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculté Des Sciences des Sciences et de la Technologie
قسم التكنولوجيا
Département de la Technologie



Mémoire de fin d'études

Pour l'Obtention du Diplôme de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème :

***Contribution a l'évaluation du coefficient de comportement
des structures en béton armé contreventées par le système
voiles porteurs : Effet de la hauteur***

Présenté par :

Melle. KEBAH Hadia Hanane

Melle. TEBIB Karima

Soutenu publiquement le 15 Juin 2023 devant le jury composé de :

Dr. ALI BENYAHIA Khoudja

Dr. TOUHARI Mahfoud

Dr. NOURA Hichem

Président

Encadreur

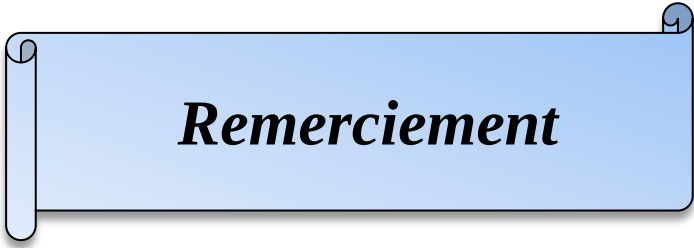
Examineur

UDBKM

UDBKM

UDBKM

Promotion 2022-2023



Remerciement

Nous tenons tout d'abord à remercier en premier lieu ALLAH le Tout Puissant et Miséricordieux qui nous a donné la force, la volonté et le courage pour mener à bonne fin de ce travail.

Nous adressons le grand remerciement à notre encadreur Dr. TOUHARI Mahfoud d'avoir accepté de diriger ce travail, pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils.

Nous tenons également à remercier les membres de jury Dr ALI BENYAHIA Khoudja et Dr NOURA Hichem D'avoir accepté examiner ce travail et apporter les critiques nécessaires à de ce projet.

Nous tenons à adresser nos sincères remerciements aux enseignants de département Génie Civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur.

Enfin, à tous ceux qui nous ont soutenus de près ou de loin, nous exprimons notre sincère appréciation.

Dédicace

Grâce à Allah seul, qui m'a tracé le chemin et m'a donné le pouvoir et le courage pour accomplir ce travail, que je dédie à :

Mes chers parents qui m'ont soutenu tout au long de mes études, et que Allah tout puissant les garde et les protège en bonne santé.

Mon frère Mouhamed et mes sœurs Ahlem et Sara que j'aime beaucoup.

A mes grandes mères et mon grand-père, qu'Allah prolonge leur vie dans Son obéissance.

Mes amis (es), en particulier à Soumia et Roufaïda.

A mon collègue Marwa Chetti, pour son aide tout au long la réalisation de ce travail

Enfin, mon consœur TEBIB KARIMA, avec qui j'ai partagé de merveilleux moments et qui a rendu possible la réalisation de ce modeste travail.

Hadia

Dédicace

Je dédie ce travail à :

Ma mère, qui m'a donné une éducation décente, et dont l'amour a fait de moi ce que je suis aujourd'hui, en particulier à mon frère qui m'a soutenu et à ma grand-mère dont les prières ne m'ont jamais quitté. Et mon grand-père, que Dieu lui fasse miséricorde.

Ma deuxième mère, tante Farida Ghrici.

Celui qui a remplacé la place du père dans ma vie, les maris de mes tantes. (CHICHA samet ; MENHOUS Samir ; ZENINI Mahfoud et RAHOU Sid Ali).

À toute la famille Ghrici, qui m'a soutenu et motivé tout au long de ma carrière universitaire.

À vous mes frères (Ayham, Mouncef) et ma sœur (Fatima Zahra).

Mon amie CHETTI Marwa, qui a été l'une des plus grandes motivations pour moi en Génie Civil.

Enfin, je tiens à remercier ma consœur KEBAH HADIA HANANE, qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

Karima

ملخص

يعد معامل السلوك الزلزالي معلمة مهمة للغاية تشارك في تصميم هيكل يعكس ليونة البنايات المصممة بواسطة الطريقة الطيفية. قد تبدو القيم التي يقترحها التنظيم الزلزالي الجزائري RPA في بعض الأحيان افتراضية وغير قابلة للتعميم على جميع المباني التي تحتوي على نفس نظام الدعم. لكل هيكل له معامل السلوك الخاص به والذي من الضروري معرفته بشكل صحيح قبل أي عملية نمذجة زلزالية في النظام الخطي. هذا البحث هو موضوع مساهمة تقييم معامل السلوك R لهيكلين بارتفاعين مختلفين (ط1 ≈ ط2)، مدعومين بأشعة حاملة. من أجل تحقيق هذا الهدف، قمنا بتطبيق الطريقة الثابتة غير الخطية PUSHOVER على هيكلين وراقبنا تطور معامل السلوك وأخيرا قارنا القيم التي تم الحصول عليها مع تلك الخاصة بالتنظيم الزلزالي الجزائري.

أظهرت النتائج المحصلة عليها، أن معاملات سلوك الهيكلين مختلفة عن تلك التي اقترحتها RPA [R=2.01(H=18.36m) R=3.63 (H=33.66m)] وكذلك يتأثر هذا المعامل بشدة بالتباين في ارتفاع الهياكل الكلمات الرئيسية: ليونة معامل، السلوك، الجدران الحاملة، الدفع

Résumé

Le coefficient de comportement sismique est un paramètre très important intervenant dans la conception d'une structure traduisant la ductilité d'une structure modélisée par la méthode spectrale modale. Les valeurs proposées par les règles parasismiques algériennes RPA peuvent parfois sembler arbitraires et non généralisables à l'ensemble des bâtiments de même système de contreventement. Chaque structure dispose un coefficient de comportement propre qu'il est indispensable de connaître correctement avant toute opération de dimensionnement parasismique en régime linéaire. Ce présente mémoire fait l'objet de l'évaluation du coefficient de comportement R de deux structures de hauteurs différentes ($H_1 \approx 2H_2$), contreventées par voiles porteurs. Afin d'atteindre cet objectif, nous avons appliqué la méthode statique non linéaire PUSHOVER pour deux structures et suivre l'évolution du coefficient de comportement et en fin en compare les valeurs obtenues avec celles du RPA. Les résultats obtenus montrent que les coefficients de comportement des deux structures sont différents [R=2.01 (H=18.36m) ; R=3.63 (H=33.66m)] ; à celles proposée par RPA ainsi que ce coefficient est fortement influencé par la variation de la hauteur des structures.

Mots clés : Ductilité, Coefficient de comportement, voiles porteurs, Push-over

Summary

The coefficient of seismic behaviour is a very important parameter involved in the design of a structure reflecting the ductility of a structure modelled by the dynamic modal spectral method. The values proposed by Algerian paraseismic rules APR can sometimes seem arbitrary and not generalizable to all buildings with the same bracing system. Each structure has its own coefficient of behavior that it is essential to know correctly before any seismic dimensioning operation in linear regime. This thesis is the subject of the contribution of the evaluation of the coefficient of behaviour R of two structures of different heights ($H_1 \approx 2H_2$), braced by shear walls. In order to achieve this objective, we applied the nonlinear static method PUSHOVER for two structures, monitored the evolution of the coefficient of behavior, and finally compared the values obtained with those of the APR.

The obtained results show that the coefficients of behavior of the two structures are different [R=2.01(H_2 =18.36m); R=3.63 (H_1 =33.66m)] ; than those proposed by RPA as well as this coefficient is strongly influenced by the variation in the height of the structures.

Keywords: Ductility, Coefficient of behaviour, load bearing sails, Pushover

Table de Matières

Introduction Générale	1
Chapitre I : Méthodes d'analyse sismique	
I.1. Introduction	3
I.1.2.1.Méthode statique linéaire	4
I.1.2.1.1.Définition	4
I.1.2.1.2. But de la méthode statique linière	4
I.1.2.1.3. Hypothèse de méthode statique linaire	4
I.1.2.1.4. Méthode Statique Equivalente	5
I.1.2.1.5. conditions de la méthode statique équivalente	5
I.1.2.1.6. Force sismique totale.....	6
I.1.2.1.7. avantages de méthode statique linaire.....	6
I.1.2.1.8. inconvénients de méthode statique linaire	6
I.1.2.2. Méthode spectrale modale.....	7
I.1.2.2.1. Introduction	7
I.1.2.2.2. Définition	7
I.1.2.2.3. But de méthode modale spectrale	7
I.1.2.2.4. Analyse modale utilisant les spectres de réponses	8
I.1.2.2.5. Hypothèses de calcul.....	8
I.1.2.2.6. Les étapes de la méthode spectrale modale	8
I.1.2.2.7. Les avantages de la méthode modale spectrale.....	8
I.1.3. Méthode d'analyse sismique non linéaire	8
I.1.3.1.1. Introduction	8
I.1.3.1.2. Principe de l'analyse dynamique non linéaire temporelle	9
I.1.3.1.3. Méthode d'intégration pas à pas	9
I.1.3.1.4. Sélection des Enregistrements (accélérogrammes)	10
I.1.3.2. Méthode statique non linéaire (Push-Over).....	10
I.1.3.2.1. Introduction	10
I.1.3.2.2. Principe de l'analyse statique non-linéaire	11
I.1.3.2.3. Définition de l'analyse Push-Over	11
I.1.3.2.4. Hypothèse de l'analyse Push-Over	12
I.1.3.2.5. But de l'analyse Push-Over.....	13

I.1.3.2.6. Formulation de l'analyse Push-Over.....	13
I.1.3.2.7. déplacement cible.....	15
I.1.3.2.8. Formes de la force latérale	15
I.1.3.2.9. Paramètres de l'analyse Push-Over	15
I.1.3.2.9.1. Courbe de capacité	15
I.1.3.2.10. Spectre de demande	18
I.1.3.2.11. Point de fonctionnement (ou point de performance)	20
Chapitre II : Ductilité et coefficient de comportement	
II.1. Ductilité.....	21
II.1.1. Généralité.....	21
II.1.2. Comportement Ductile et Fragile	21
II.1.3. Déformabilité –ductile.....	21
II.1.4. Relation déformabilité ductilité.....	22
II.1.5. Définition de la ductilité – Facteur de ductilité.....	23
II.1.6. Différents types de ductilité.....	23
II.1.6.1. Ductilité de déformation (du matériau)	23
II.1.6.2. Ductilité de courbure ou ductilité locale	23
II.1.6.3. Ductilité en rotation	24
II.1.6.4. Ductilité en déplacement ou ductilité globale.....	24
II.1.7. Facteurs influençant la ductilité.....	25
II.1.8. Ductilités et dissipation d'énergie.....	25
II.1.9. Prise en compte de la ductilité.....	26
II.1.10. Rotules plastiques.....	26
II.1.10.1. Introduction.....	26
II.1.10.2. définition de rotule plastique.....	27
II.1.10.3. Comportement sismique des poutres.....	28
II.1.10.4. Comportement sismique des poteaux	31
II.1.10.5. Courbe moment –courbure (M- ϕ)	31
II.1.10.6. Point de performance.....	32
II.1.10.6.1. Les Critère de la performance.....	33
II.1.10.6.2. L'utilisation du point de la performance.....	33
II.2. Coefficient de comportement.....	36
II.2.1. Introduction.....	36
II.2.2. Définition.....	36

II.2.3. Paramètres du coefficient de comportement	37
II.2.3.1. Facteur de ductilité R_{μ}	37
II.2.3.1.1. Méthodes basées sur la ductilité	38
II.2.3.1.1.1. Méthode de Newmark et Hall.....	38
II.2.3.1.1.2. Méthode de Krawinkler et Nassar.....	39
II.2.3.1.1.3. Méthode de Fajfar et Vidic.	40
II.2.3.1.1.4. Méthode de Giuffre et Giannini	40
II.2.4. Valeurs du coefficient de comportement pour les structures en B.A selon les règlements internationaux	41
II.2.4.1. Règlement parasismique algérien (RPA)	41
II.2.4.2. Règlement américain UBC-97 (Uniform buildings Code)	41
II.2.5. Systèmes de Contreventement	42
II.2.5.1. Généralité.....	42
II.2.5.2. définition.....	43
II.2.5.3. Principes de conception parasismique des bâtiments	43
II.2.5.4. Classification des systèmes de contreventement selon RPA 99/20003.....	45
II.2.5.5. Types de contreventement.....	46
II.2.5.5.1. Contreventement Horizontal (diaphragme)	47
II.2.5.5.2. Contreventement Vertical	48
Chapitre III : Présentation de l'ouvrage et dimensionnement des éléments structuraux	
III.1. Présentation des bâtiments	50
III.1.1. Caractéristiques géométriques des bâtiments	50
III.1.1.1. Plancher	51
III.1.1.2. Maçonnerie	51
III.1.1.3. Revêtement	51
III.1.1.4. Escalier	51
III.1.1.5. Acrotère	51
III.1.1.6. Ascenseur	52
III.1.1.7. Eléments résistants	52
III.1.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux	53
III.1.2.1. Béton	53
III.1.2.1.1. Propriétés mécaniques du béton	54
III.1.2.1.2. Contrainte limites de calcul	54
III.1.2.2. Aciers	55

III.1.2.2.1. Contrainte limite de l'acier	56
III.1.2.2.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S)	57
III.1.3. Hypothèses de calcul	57
III.1.3.1. État limite ultime (ELU)	57
III.1.3.1.1. État limite de service (ELS)	58
III.2. Redimensionnement et Descente des Charges	58
III.2.1 .Introduction	58
III.2.2. Les planchers	58
III.2.2.1. Pré-dimensionnement	58
III.2.2.2. Evaluation des charges	59
III.2.3. Balcon	60
III.2.4. Poutres	61
III.2.5. Poteaux	64
III.2.5.1. Bâtiment R+4	67
III.2.5.2. Bâtiment R+9	68
III.2.6. Voiles	70
III.2.7. L'acrotère	71
III.2.8. Les escaliers	72
Chapitre IV : Dimensionnement de la structure par la méthode modale spectrale	
IV.1. Etude dynamique	74
IV.1.1. Introduction	74
IV.1.2. Objectif de l'étude dynamique	74
IV.1.3. Caractéristiques dynamiques	74
IV.1.4. Calcul par la méthode modale spectrale	75
IV.1.5. Calcul et vérification de la structure R+4 par la méthode modale spectrale	79
IV.1.5.1. calcul par la méthode modale spectrale	79
IV.1.5.2. Vérification de la stabilité de la structure par la méthode spectrale modale	80
IV.1.5.2.1. Vérification des conditions exigées par ce système	81
IV.1.5.2.2. Caractéristiques dynamique propres du model	81
IV.1.5.2.3. Vérification de l'effort Sismique à la base	83
IV.1.5.2.4. Vérification des déplacements latéraux inter-étages	84
IV.1.5.2.5. Vérification de l'effet P- Δ	85
IV.1.6. Calcul et vérification de la structure R+9 par la méthode modale spectrale	87
IV.1.6.1. calcul par la méthode modale spectrale	87

IV.1.6.2. Vérification de la stabilité de la structure par la méthode spectrale modale	87
IV.1.6.2.1. Vérification des conditions exigées par ce système	88
IV.1.6.2.2. Caractéristiques dynamique propres du model	89
IV.1.6.2.3. Vérification de l'effort Sismique à la base	91
IV.1.6.2.4. Vérification des déplacements latéraux inter-étages	91
IV.1.6.2.5. Vérification de l'effet P- Δ	93
IV.2. Ferrailage des éléments structural	94
IV.2.1. Ferrailage des éléments structural de bâtiment R+4	94
IV.2.1.1. Ferrailage des Poteaux	94
IV.2.1.1.1. Introduction	94
IV.2.1.1.2. Vérification de l'effort normal	94
IV.2.1.1.3. Combinaison d'action	95
IV.2.1.1.4. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service CBA (article A 4.5.3)	97
IV.2.1.1.5. Vérification de l'effort tranchant	97
IV.2.1.1.6. Ferrailage transversal des poteaux	99
IV.2.1.2. Ferrailage des poutres	101
IV.2.1.2.1. Introduction	101
IV.2.1.2.2. Présentation des résultats	102
IV.2.1.2.3. Choix des armatures longitudinales	106
IV.2.1.2.4. Vérification vis-à-vis de L'ELS	107
IV.2.1.2.5. Vérification de l'effort tranchant	108
IV.2.1.2.6. Recouvrement des armatures longitudinales	109
IV.2.1.2.7. Arrêt des barres	109
IV.2.1.2.8. Vérification de la flèche.....	110
IV.2.1.3. Ferrailage des voiles.....	113
IV.2.1.3.1. Introduction	113
IV.2.1.3.2. Méthode de ferrailage des voiles	114
IV.2.1.3.3. Ferrailage des voiles sous (0,8G E)	116
IV.2.1.3.4. Caractéristiques et ferrailage des voiles	123
IV.2.2. Ferrailage des éléments structural de bâtiment R+9	124
IV.2.2.1. Ferrailage des Poteaux	124
IV.2.2.1.1. Vérification de l'effort normal	124
IV.2.2.1.2. Combinaison d'action	124
IV.2.2.1.3. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service CBA (article A 4.5.3).....	126

IV.2.2.1.4.Vérification de l'effort tranchant	126
IV.2.2.1.5.Ferraillage transversal des poteaux	127
IV.2.2.2. Ferraillage des poutres	129
IV.2.2.2.1. Présentation des résultats	129
IV.2.2.2.2. Choix des armatures longitudinales	132
IV.2.2.2.3. Vérification vis-à-vis de L'ELS	133
IV.2.2.2.4. Vérification de l'effort tranchant	134
IV.2.2.2.5. Vérification de la flèche : CBA93 article B.6.5.2	135
IV.2.2.3.Ferraillage des voiles	138
IV.2.2.3.1.Ferraillage des voiles sous $(0,8G \pm E)$	138
IV.2.2.3.2.Caractéristiques et ferraillage des voiles	145
Chapitre V. Calcul du Coefficient de Comportement	
V.1.Analyse de la structure par la méthode 'Push-Over'.....	146
V.1.1.Introduction	146
V.1.2. Modélisation Push-over.....	146
V.1.3.Prescription des étapes de la modélisation par la méthode Push over.....	147
V.1.4.Résultats de l'analyse Push-Over pour les deux structures	150
V.1.4.1.première modèle (R+4).....	150
V.1.4.2.Deuxième modèle (R+9).....	151
V.2.Résultats et interprétations.....	152
V.2.1. Introduction.....	152
V.2.2.Résultats obtenues par la première structure R+4	153
V.2.2.1. Positionnement des rotules plastiques.....	153
V.2.2.2. Niveaux de dommage selon la formation des rotules plastique.....	154
V.2.2.3.Détermination de coefficient de comportement R.....	155
V.2.3.Résultats obtenues par la première structure R+9	156
V.2.3.1. Positionnement des rotules plastiques.....	156
V.2.3.2. Niveaux de dommage selon la formation des rotules plastiques.....	157
V.2.3.3. Détermination du coefficient de comportement R.....	158
V.3.Conclusion	159
Conclusion Générale	160

Liste des tableaux

Tableau II.1. Valeurs des paramètres a et b.....	40
Tableau II.2. Valeurs du coefficient de comportement dans le RPA	41
Tableau II.3. Valeurs du coefficient de comportement des structures en B.A dans l'UBC.....	42
Tableau.III.1. Dimensions des poteaux de R+4.....	52
Tableau. III.2. Sections de poutres adoptées.....	52
Tableau .III.3. Dimensions des poteaux de R+9.....	53
Tableau. III.4. Sections de béton adopté des poutres	53
Tableau.III.5. Propriétés mécaniques du béton.....	54
Tableau .III.6. Propriétés mécaniques de l'acier.....	56
Tableau. III.7. Charge permanente du plancher terrasse inaccessible.....	59
Tableau. III.8. Charge permanente du plancher terrasse accessible.....	59
Tableau .III.9. Charges permanentes du plancher courant (corps creux).....	60
Tableau. III.10. Charges permanentes du balcon.....	60
Tableau .III.11. Dégression des surcharges.....	67
Tableau. III.12. Choix des sections des poteaux.....	68
Tableau .III.13. Dégression des surcharges.....	69
Tableau .III.14. Choix des sections des poteaux centraux.....	70
Tableau. III.15. Charges permanentes de palier.....	73
Tableau. III.16. Charges permanentes de volée.....	73
Tableau IV.1. Facteur de qualité.....	78
Tableau IV.2. Sections des poteaux pour le bâtiment R+4.....	80
Tableau. IV.3. les sections de poutres adoptées.....	80
Tableau. IV.4. Sollicitations dues aux charges verticales pour le bâtiment R+4.....	81
Tableau IV.5. Vérification de la période fondamentale pour le bâtiment R+4.....	82
Tableau IV.6. Vérification de la période fondamentale pour le bâtiment R+4.....	82
Tableau IV.7. Vérification des efforts tranchants à la base pour le bâtiment R+4.....	84
Tableau IV.8. Vérification des déplacements inter étages Sens X-X pour R+4.....	85
Tableau IV.9. Vérification des déplacements inter étages Sens Y-Y pour R+4.....	85

Tableau IV.10. Vérification l'effet P- Δ inter étages Sens X-X pour R+4.....	86
Tableau IV.11. Vérification l'effet p- Δ inter étages Sens Y-Y pour R+4.....	86
Tableau. IV.12. les sections des poteaux pour le bâtiment R+9.....	88
Tableau. IV.13. les sections de poutres adoptées.....	88
Tableau. IV.14. Sollicitations dues aux charges verticales pour le bâtiment R+9.....	89
Tableau .IV.15. Vérification de la période fondamentale pour le bâtiment R+9.....	89
Tableau .IV.16. Vérification de la période fondamentale pour le bâtiment R+9.....	90
Tableau .IV.17. Vérification des efforts tranchants à la base pour le bâtiment R+9...	91
Tableau.IV.18. Vérification des déplacements inter étages Sens X-X pour R+9.....	92
Tableau .IV.19. Vérification des déplacements inter étages Sens Y-Y pour R+9.....	92
Tableau. IV.20. Vérification l'effet P- Δ inter étages Sens X-X pour R+9.....	93
Tableau. IV.21. Vérification l'effet p- Δ inter étages Sens Y-Y pour R+9.....	93
Tableau .IV.22. Vérification de sollicitation normale pour R+4.....	94
Tableau. IV.23. Ferrailages des poteaux situation durable pour R+4).....	96
Tableau .IV.24. Ferrailages des poteaux en situation accidentelle	96
Tableau. IV.25. Choix des armatures des poteaux pour R+4.....	96
Tableau .IV.26. Vérification des contraintes pour R+4.....	97
Tableau. IV.27. Vérification de la contrainte de cisaillement pour R+4.....	98
Tableau IV.28. Espacements maximaux selon RPA99pour R+4.....	100
Tableau IV.29. Choix des armatures transversales pour les poteaux R+4.....	100
Tableau IV.30. Ferrailage des poutres non porteuses (situation durable) pour R+4..	103
Tableau .IV.31. Ferrailage des poutres non porteuses (situation durable) pour R+4.	103
Tableau IV.32. Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle) pour R+4.....	104
Tableau IV.33. Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle) pour R+4.....	104
Tableau IV.34. Ferrailage des poutres porteuses (situation durable) pour R+4.....	105
Tableau IV.35. Ferrailage des poutres porteuses (situation durable) pour R+4.....	105
Tableau IV.36. Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle) pour R+4..	105
Tableau IV.37. Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle) pour R+4..	106
Tableau IV.38. Choix des armatures pour les poutres non porteuses pour R+4.....	106
Tableau IV.39. Choix des armatures pour les poutres porteuses pour R+4.....	106

Tableaux IV.40. Condition non fragilité.....	107
Tableau IV.41. Vérification des poutres non porteuses à l'ELS pour le bâtiment R+4.....	107
Tableau. IV.42. Vérification des poutres porteuses à l'ELS pour le bâtiment R+4.....	107
Tableau. IV.43. Vérification de la contrainte de cisaillement de terrasse pour R+4...	108
Tableau. IV.44. Vérification de la contrainte de cisaillement d'étage courant pour R+4.....	108
Tableau .IV.45. Calcul des armatures transversales pour la terrasse.....	109
Tableau .IV.46. Calcul des armatures transversales pour l'étage courant.....	109
Tableau .IV.47. Tableau récapitulatif du calcul de la flèche pour R+4.....	111
Tableau .IV.48. Tableau récapitulatif du calcul de la flèche pour R+4.....	111
Tableau IV.49. Tableau Vérification de la flèche pour R+4.....	112
Tableau .V.50. Caractéristiques géométriques et sollicitations du voile.....	117
Tableau V.51. Caractéristiques géométriques et sollicitations du voile.....	120
Tableau .V.52. Caractéristique des voiles pour R+4.....	123
Tableau. V.53. effort et sections d'armature dans les voiles pour R+4.....	123
Tableau .V.54. Choix d'armature des voiles pour R+4.....	124
Tableau IV.55. Vérification de sollicitation normale pour R+9.....	124
Tableau IV.56. Ferrailages des poteaux situation durable pour R+9.....	125
Tableau IV.57. Ferrailages des poteaux en situation accidentelle Pour R+9..... .	125
Tableau IV.58. Choix des armatures des poteaux pour R+9.....	126
Tableau IV.59. Vérifications des contraintes pour R+9.....	126
Tableau IV.60. Vérification de la contrainte de cisaillement pour R+9.....	127
Tableau IV.61. Espacements maximaux selon RPA99pour R+9.....	127
Tableau IV.62. Choix des armatures transversales pour les poteaux R+9.....	128
Tableau IV.63. Ferrailage des poutres non porteuses (situation durable) pour R+9..	129
Tableau .IV.64. Ferrailage des poutres non porteuses (situation durable) pour R+9.	129
Tableau IV.65. Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle) pour R+9.....	130

Tableau IV.66. Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle) pour R+9.....	130
Tableau IV.67. Ferrailage des poutres porteuses (situation durable) pour R+9.....	131
Tableau IV.68. Ferrailage des poutres porteuses (situation durable) pour R+9.....	131
Tableau .IV.69. Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle) pour R+9.	131
Tableau. IV.70. Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle) pour R+9.	132
Tableau. IV.71. Choix des armatures pour les poutres non porteuses pour R+9.....	132
Tableau. IV.72. Choix des armatures pour les poutres porteuses pour R+9.....	132
Tableaux .IV.73. Condition non fragilité.....	133
Tableau. IV.74. Vérification des poutres porteuses à l'ELS pour le bâtiment R+9....	133
Tableau. IV.75. Vérification des poutres non porteuses à l'ELS pour le bâtiment R+9.....	133
Tableau. IV.76. Vérification de la contrainte de cisaillement de terrasse pour R+9..	134
Tableau. IV.77. Vérification de la contrainte de cisaillement d'étage courant pour R+9.....	134
Tableau .IV.78. Calcul des armatures transversales pour la terrasse.....	134
Tableau .IV.79. Calcul des armatures transversales pour l'étage courant.....	134
Tableau .IV.80. Tableau récapitulatif du calcul de la flèche pour R+9.....	135
Tableau .IV.81. Tableau récapitulatif du calcul de la flèche pour R+9.....	135
Tableau IV.82. Tableau Vérification de la flèche pour R+9.....	136
Tableau IV.83. Caractéristiques géométriques et sollicitations du voile.....	138
Tableau. IV.84. Caractéristiques géométriques et sollicitations du voile.....	141
Tableau IV. 85. Caractéristique des voiles pour le bâtiment R+9.....	145
Tableau. IV.86. effort et sections d'armature dans les voiles pour le bâtiment R+9.....	145
Tableau .IV.87. Choix d'armature des voiles pour R+9.....	145
Tableaux .V.1. Résultats des Niveaux de dommage selon la formation des rotules plastiques pour la structure R+4.....	154
Tableaux V.2. Résultats des Niveaux de dommage selon la formation des rotules plastiques pour la structure R+4.....	157

Liste des figures

Fig. I.1. Organigramme des méthodes d'analyse	3
Fig. I.2. Schémas illustrant le développement d'un système SDOF équivalent à partir d'une courbe de push over/capacité.....	11
Fig. I.3. Courbe Push-over	12
Fig. I.4. Illustration des niveaux de performances d'une structure.....	12
Fig. I.5. Hypothèse du système équivalent	14
Fig. I.6. Distribution des forces horizontales associées à diverses déformations élasto-plastiques de la structure.....	15
Fig. I.7. Courbe de capacité.....	16
Fig. I.8. Diagramme de capacité (push- over)	16
Fig. I.9. Représentation de la courbe de capacité selon l'ATC40.....	17
Fig. 1.10. Représentation de la courbe de capacité selon FEMA273.....	17
Fig. I.11. Transformation de la courbe de capacité.....	18
Fig. I.12. Spectre de réponse.....	19
Fig. I.13. Spectre de demande inélastique et courbe de capacité tracé dans le format (AD).....	19
Fig. I.14. Détermination du point de performance.....	20
Fig. II.1. Comportement d'un élément ductile et fragile.....	22
Fig. II.2. Courbe charge déformation (Relation déformabilité – ductilité).....	22
Fig. II.3. Déformabilité et ductilité.....	22
Fig. II.4. Ductilité de déformation.....	23
Fig. II.5. Ductilité en courbure.....	24
Fig. II.6. Ductilité de rotation.....	24
Fig. II.7. Ductilité de déplacement.....	25
Fig. II.8. Boucles d'hystérèses mesurées sur un voile en béton armé.....	26
Fig. II.9. Répartition de la courbure sur la poutre au moment ultime (a) la poutre, (b) la courbe de moment de flexion, (c) le diagramme de la courbure	27
Fig. II.10. Rotule plastique.....	28
Fig. II. 11. Données de calcul du facteur de ductilité à la courbure pour une section rectangulaire double armée.....	29

Fig. II.12. Courbes d'interaction pour une section rectangulaire.....	31
Fig. II.13. Courbe moment –courbure	32
Fig. II.14. Point de performance selon EC 8 et principe d'évaluation de la courbe de capacité.....	33
Fig. II.15. Point performance.....	35
Fig. II.16. Courbe de capacité représentée dans le plan (S_a-S_d).....	35
Fig. II.17. Évaluation de facteur de comportement R	37
Fig. II.18. Principe d'égalité des accélérations.....	38
Fig. II.19. Principe d'égalité des énergies.....	38
Fig. II.20. Principe d'égalité des déplacements.....	39
Fig.III.1. Diagramme contraintes – déformations à L'ELU.....	55
Fig.III.2. Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS.....	55
Fig.III.3. Diagramme contraintes –déformations de l'acier à L'ELU.....	56
Fig. III.4. Dimensionnement de la poutre.....	61
Fig.III.5. Coupe de voile en élévation.....	71
Fig.III.6. Dimension de l'acrotère.....	72
Fig.III.7. éléments de l'escalier.....	72
Fig. IV.1. Spectre de réponse pour le système de contreventement $R= 3.5$	77
Fig. IV.2 . Modèle de disposition des voiles pour le bâtiment $R+4$	81
Fig. IV.3. Mode 1. Translation selon l'axe Y.....	83
Fig. IV.4. Mode 2. Translation selon l'axe X.....	83
Fig. IV.5. Mode 3. Torsion.....	83
Fig. IV.6. Modèle de disposition des voiles pour le bâtiment $R+9$	88
Fig. IV.7. Mode 1. Translation selon l'axe Y.....	90
Fig. IV.8 . Mode 9. Translation selon l'axe X.....	91
Fig. IV.9. Mode 3. Torsion.....	91
Fig. IV .10. Schéma de Ferrailage des poteaux pour $R+4$	101
Fig. IV.11. Arrêt des barres.....	110
Fig. IV.12. Schéma de Ferrailage des poutres non porteuses d'étage courant pour $R+4$...	112
Fig. IV.13. Schéma de Ferrailage des poutres porteuses d'étage courant pour $R+4$	113
Fig. IV.14. Schéma de Ferrailage des poutres porteuses d'étage courant pour $R+4$	113

Fig. IV.15. Schéma de Ferrailage des poutres non porteuses d'étage courant pour R+4...	113
Fig. IV.16. Schéma de Voile simple	114
Fig. IV.17. schéma de voile composé	114
Fig. IV.18. Vue en plan du voile plein en U.....	116
Fig. IV.19. Schéma de ferrailage de voile en U.....	119
Fig. IV.20. Vue en plan du voile plein en L.....	119
Fig. IV.21. Schéma de ferrailage de voile en L.....	123
Fig. .IV .22. Schéma de Ferrailage des poteaux pour R+9.....	128
Fig. IV.23. Schéma de Ferrailage des poutres non porteuses d'étage courant pour R+9..	136
Fig. IV.24. Schéma de Ferrailage des poutres porteuses d'étage courant pour R+9.....	137
Fig. IV.25. Schéma de Ferrailage des poutres porteuses d'étage courant pour R+9.....	137
Fig. I26. Schéma de Ferrailage des poutres non porteuses d'étage courant pour R+9....	137
Fig. .IV.27. Vue en plan du voile plein en U.....	138
Fig. .IV.28. Schéma de ferrailage de voile en U.....	140
Fig. .IV.29. Vue en plan du voile plein en L.....	141
Fig. IV.30. Schéma de ferrailage de voile en L.....	144
Fig. V.1. Ferrailage introduit dans SAP2000 (a) : PP ; (b) : PS ; (c) : Poteaux.....	147
Fig. V.2. Définition de la charge statique G non linéaire.....	148
Fig. V.3. Définition les poussées statiques non-linéaires Push X.....	148
Fig. V.4. Définition des rotules plastiques dans les poutres.....	149
Fig. V.5. Définition des rotules plastiques dans les poteaux.....	149
Fig. V.6. Rotules plastique modélisées sur le SAP2000 v20.....	150
Fig. V.7. Boîte de dialogue de lancement l'analyse.....	150
Fig. V.8. Modèle initiale.....	151
Fig. V.9. Courbe de la capacité – variation de l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet.....	151
Fig. V.10. Modèle initiale.....	152
Fig. V.11. Courbe de la capacité dans le sens x-x.....	152
Fig. V.12. Positionnement des rotules plastique.....	153
Fig. V.13. Dernière étape de positionnement des rotules plastique.....	153
Fig. V.14. la courbe Push-Over de la première structure R+4.....	155
Fig. V.15. 1 ^{ère} étape de positionnement des rotules plastique.....	156

Fig. V.16. Dernière étape de positionnement des rotules plastique.....	156
Fig. V.17. la courbe Push-Over de la première structure R+9.....	158

Liste des symboles

- Δ_u : déformation ultime disponible
- Δ_y : la déformation élastique
- Θ_u : la rotation maximale d'un élément
- V_b : Effort tranchante a a base
- Δ : déplacement au sommet
- S_d : déplacement spectrale
- S_a : Accélération spectrale
- V_u : Effort tranchant à l'état limite ultime
- V_y : Effort tranchant ç l'état limite élastique
- D_y : déplacement élastique
- D_u : déplacement ultime
- A : coefficient d'accélération de zone .coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement
- K_0 : raideur initiale ($K_0 = \frac{V_y}{D_y}$)
- U_Δ : ductilité globale de la structure
- A_s : Aire d'une section d'acier
- A_t : section d'armatures transversales
- B : Aire d'une section de béton
- Φ : diamètre des armateurs mode propre
- Q : charge d'exploitation
- γ_s : coefficient de sécurité dans l'acier
- γ_b : coefficient de sécurité dans le béton
- σ_s : contrainte de traction de l'acier
- σ_{bc} : contrainte de compression du béton
- $\overline{\sigma_{bc}}$: contrainte de compression admissible du béton
- $\overline{\sigma_s}$: contrainte de traction admissible de l'acier
- τ_u : contrainte ultime de cisaillement
- τ : contrainte tangentielle
- β : coefficient de pondération
- σ_{sol} : contrainte de sole

- σ_m : contrainte moyenne
- G : charge permanente
- ξ : déformation relative
- V_0 : effort tranchant a la base
- E.LU : état limite ultime
- E.L.S : état limite services
- N_{ser} : Effort normale pondéré aux états limites de service
- N_u : Effort normale pondéré à la limite ultime
- T_u : Effort tranchant ultime
- T : Effort tranchant période
- S_t : Espacement
- λ :Elancemnt
- e : Epaisseur
- F : Force concentrée
- F : flèche
- $\bar{f}$:flèche admissible
- D :fiche d'ancrage
- L : longueur à la portée
- L_f : longueur de flambement
- D : Hauteur utile
- F_e : limite d'élasticité de l'acier
- M_u : Moment à l'état limite ultime
- M_{ser} : Moment à l'état limite service
- M_t : Moment en travée
- M_a : Moment sur appuis
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres moment a la base
- I : moment d'inertie
- f_i : Flèche due aux charges instantanées
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.

- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier
- F_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'Age
- F_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'Age
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'Age.
- Δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y : Position de l'axe neutre
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.
- L_s : Durée de service
- C_p : Prévention d'effondrement
- I_o : Occupation immédiate
- A_{cv} : section brute du béton

.

Introduction générale

Introduction générale

Les structures en béton armé constituent un des systèmes de construction les plus utilisés dans le monde. La stabilité de ces constructions est assurée par différents systèmes de contreventement : Portiques auto-stables en béton armé sans ou avec remplissage en maçonnerie rigide, Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles. Chaque système de contreventement proposé par les règles parasismiques algériennes RPA possède des conditions à vérifier.

En fait, dans la plupart des codes de calcul parasismique, le dimensionnement des structures en béton armé prend en compte de manière approchée le comportement inélastique de la structure par le biais d'un facteur de réduction. Ce facteur est utilisé pour dimensionner la structure à l'état limite ultime en tenant compte de sa réponse non-linéaire. Le facteur de réduction est appelé le coefficient de comportement R (facteur q) dans le règlement parasismique algériennes RPA.

Le coefficient de comportement sismique prévu par les règlements parasismiques algériens RPA99 v2003 est un paramètre important qui reflète la ductilité dans la conception structurale des bâtiments. Ce dernier est lié à la forme et à la configuration de la structure (géométrie, rigidité), à la nature des matériaux et à la capacité à dissiper l'énergie, pour réduire les forces élastiques résultant d'une analyse élastique linéaire afin de tenir compte de la dissipation de l'énergie lors d'un séisme. Les valeurs de coefficient de comportement R proposées dans les règles parasismiques algériennes RPA99 v2003 semblent être arbitraires dans certains cas et non applicables à tous les bâtiments.

La question à laquelle nous devons parvenir à travers ce projet est : est-ce que la valeur proposée par les règles parasismiques algériennes RPA99 v2003 portant le système voiles porteurs est acceptable ? Et est-ce que le changement de hauteur est un paramètre à considérer dans la détermination du coefficient de comportement ?

Le but de ce travail est de contribuer à l'évaluation du coefficient de comportement R d'une structure avec deux hauteurs différentes ($H_1 = 2 H_2$), contreventées par le système *voiles porteurs* dont le coefficient de comportement R vaut 3,5.

Afin d'atteindre cet objectif, la méthode statique non linéaire PUSHOVER est utilisée. La méthode PUSHOVER est une nouvelle méthode de conception sismique, utilisée pour déterminer la vulnérabilité sismique des structures existantes. Cette méthode est basée sur l'évolution chronologique de la formation des rotules plastiques jusqu'à l'effondrement. Ce processus permet de tracer la courbe de capacité qui est l'évolution de l'effort tranchant à la base de la structure en fonction du déplacement au sommet.

Le mémoire est organisé en cinq chapitres décrits ci-dessous :

Une partie bibliographique comporte deux chapitres :

Chapitre 1 : Méthodes d'analyse sismique.

Chapitre 2 : Ductilité et coefficient de comportement.

Une partie de recherche comporte quatre chapitres :

Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage et évaluation des charges.

Chapitre 2 : Dimensionnement de la structure par la méthode modèle spectrale.

Chapitre 3 : Calcul du Coefficient de Comportement

Enfin une conclusion générale et des recommandations pour des développements futurs sont présentées.

Chapitre I : Méthodes d'analyse sismique

Chapitre I : Méthodes d'analyse sismique

I.1. Introduction

Le choix de la méthode et du modèle de calcul de la structure doit viser à refléter avec précision le comportement réel de la structure.

Dans les ouvrages soumis à la réglementation parasismique RPA99 version 2003, il est reconnu que des déformations élasto-élastiques peuvent se produire dans les ouvrages exposés à l'activité sismique. Une technique de calcul d'équivalent linéaire est ensuite appliquée à l'aide d'un modèle élastique de la structure qui introduit l'action sismique comme spectre de réponse. Les applications scientifiques peuvent également utiliser des techniques mathématiques plus avancées. [1], la figure (I.1) représente les différentes méthodes appliquées pour analyser une structure soumise à une excitation sismique.

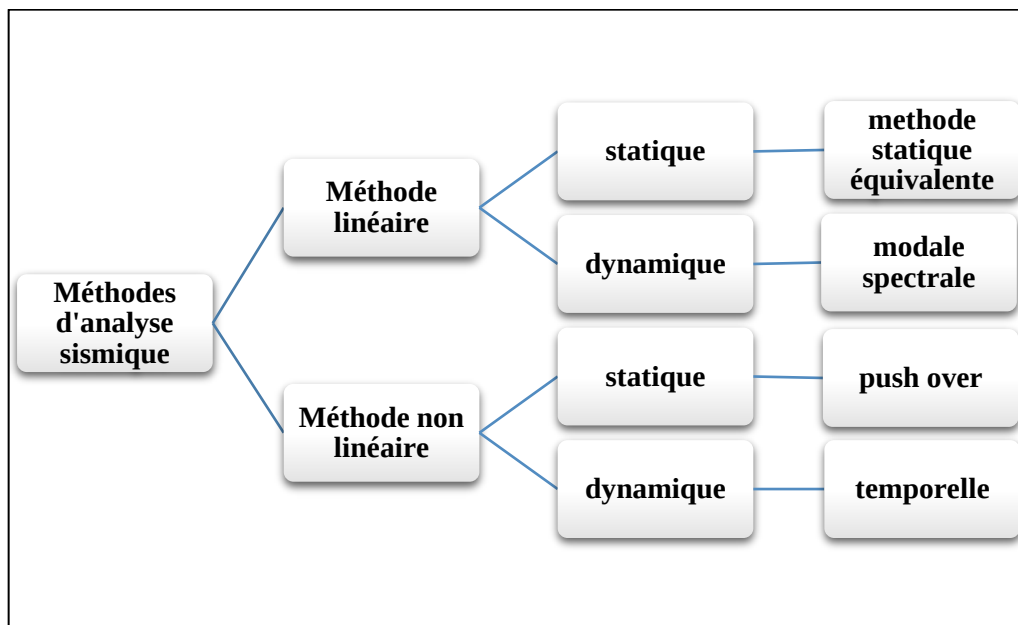


Fig. I.1. Organigramme des méthodes d'analyse

Les structures peuvent se comporter de manière inélastique sous de forts mouvements de sol sismiques. Ainsi, l'analyse dynamique non linéaire serait essentielle pour prédire la réponse sismique, car elle tient compte de la redistribution des forces dans le domaine inélastique. Cependant, l'analyse dynamique non linéaire implique plus d'efforts que l'analyse statique linéaire ou dynamique linéaire, à la fois dans l'exécution de l'analyse car elle nécessite des données supplémentaires (c'est-à-dire le comportement hystérétique des matériaux et des enregistrements d'entrée compatibles avec le spectre) et dans l'interprétation des résultats (c'est-à-dire les mécanismes de défaillance et les critères d'acceptation). Par conséquent, la NDA est perçue comme trop compliquée pour une conception structurelle. Par conséquent, la pratique

actuelle est généralement fondée sur des méthodes plus simples et faciles basées sur l'analyse linéaire dynamique.

I.1.2. Méthodes d'analyse sismique linéaire

I.1.2.1. Méthode statique linéaire

I.1.2.1.1. Définition

Ces techniques d'analyse sont utilisées dans les normes de calcul de structure telles que RPA99 version 2003, présentant des méthodes d'équivalence statique et de facteur d'amplification dynamique basées sur des forces ou de mouvement. Ces méthodes supposent que la réponse des structures soumises à des charges sismiques est toujours élastique et réversible. L'analyse statique est effectuée en imposant des structures de forces gravitationnelles et de cisaillement et en considérant le concept de facteur de réduction. Selon cette approche, le comportement est dissipatif car la résistance structurelle réelle est supérieure à la force mécanique.

I.1.2.1.2. But de la méthode statique linéaire

L'idée derrière la méthode d'équivalence des forces latérales est qu'une force générée statiquement appliquée à une membrane rigide (ou semi-rigide) ou à un élément vertical (colonne, voile) peut être utilisée pour transférer des charges latérales. Force (charge de base) à chaque étage.) Peut absorber la force calculée.

I.1.2.1.3. Hypothèse de méthode statique linéaire

L'analyse statique linéaire repose sur deux hypothèses principales :

- **Le comportement de la structure est linéaire (doit obéir à la loi de Hooke).**
 - ✓ Les forces sont linéairement proportionnelles à la déformation. Si vous doublez les charges, la réponse (déplacements, souches, stress) double aussi. La contrainte est proportionnelle à la déformation.
 - ✓ Lorsque le chargement est retiré, le matériau revient à sa forme d'origine. (Aucune déformation ne plastique permanente).
 - ✓ Les conditions aux limites ne varient pas lors de l'application des charges.
- **Le chargement est statique.**
 - ✓ L'ampleur et la direction ne changent pas avec le temps.
 - ✓ Toutes les charges sont appliquées progressivement jusqu'à ce qu'elles atteignent leur pleine magnitude. Les propriétés d'inertie et d'amortissement sont ignorées en raison d'accélération et de vitesses négligeables.

- ✓ Les charges variant dans le temps qui induisent des forces d'inertie et / ou d'amortissement considérables peuvent justifier une analyse dynamique

I.1.2.1.4. Méthode Statique Equivalente

Dans cette méthode, les forces dynamiques réelles générées lors de la construction sont remplacées par un système fictif de forces statiques équivalent à l'effet d'une explosion crépitant. Dans le plan horizontal, le mouvement de la terre peut se produire dans n'importe quelle direction.

Des forces de similarité horizontale égales sont appliquées en continu selon les deux directions orthogonales avec les propriétés sélectionnées du projecteur. Ces deux directions sont souvent les axes principaux du plan horizontal de la structure.

I.1.2.1.5. Conditions d'application de la méthode statique équivalente

Vous pouvez utiliser la méthode d'équivalence statistique dans les situations suivantes :

1. La structure considérée répond aux exigences de (régularité du plan et de la hauteur).
2. La hauteur maximale est de 65 mètres pour les zones I et II et de 30 mètres pour la zone III.
3. Le bâtiment ou le bloc faisant l'objet d'un arpentage a une forme irrégulière et satisfait aux exigences de hauteur ainsi qu'aux conditions supplémentaires de zonage [25]

I.1.2.1.6. Force sismique totale

La force sismique totale V , qui se produit à la base de la structure, doit être calculée Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule [1] :

$$V = \frac{A D Q}{R} W [25]$$

A : coefficient d'accélération de zone, donné par un tableau des valeurs constantes suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

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

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

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

R : coefficient de comportement global de la structure

W : poids total de la structure est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau i .

I.1.2.1.7. Avantages de méthode statique linéaire

- Fonctionnement simple et résultats faciles à contrôler
- Les codes américains (sources des RPA) considèrent la force sismique de la méthode statique équivalente comme référence et la force sismique de la méthode modale spectrale comme comparable à celle de la méthode statique équivalente.
- La période empirique pour la méthode statique équivalente représente la borne inférieure pour toutes les valeurs de période mesurées dans le domaine élastique (ainsi l'effort de coupe inférieur calculé avec cette méthode représente la borne supérieure) [1].

I.1.2.1.8. Inconvénients de méthode statique linéaire

- Bâtiments communs uniquement (critères d'acceptation définis dans les critères de conception)
- Seul le mode fondamental est pris en compte et l'influence des modes supérieurs
- Projection de force horizontale sélectionnée Ceci n'est pas une véritable projection de force sismique
- Limitation de la hauteur totale dans chaque zone sismique [1].

I.1.2.2. Méthode spectrale modale**I.1.2.2.1. Introduction**

L'analyse statistique linéaire suppose que la relation entre la charge et la réponse inductive est linéaire. Par exemple, si la force de charge est doublée, la réponse (déplacement, déformation, contrainte, réponse, etc.) augmente également. Cette formule stipule que la force sismique totale, V , agissant sur la fondation de la structure doit être calculée consécutivement dans deux directions horizontales orthogonales [3].

I.1.2.2.2. Définition

Dans cette méthode, nous utilisons les spectres de réponse calculés comme forces simulées pour étudier les effets structurels les plus sévères de chaque mode vibrationnel.

Ensuite, combinez ces effets pour obtenir la réponse structurelle.

De cette manière, l'impact maximal sur la structure de la force cinétique représentée par le spectre de réponse calculé est trouvé pour chaque mode vibrationnel. Ces effets doivent être intégrés pour que la structure réagisse [4].

I.1.2.2.3. But de méthode modale spectrale

L'objectif principal des études structurelles dynamiques est de déterminer les propriétés dynamiques de la structure elle-même. Le point du mouvement oscillatoire libre et non amorti est le suivant. Cela nous permet de calculer les forces et les mouvements maximaux lors de la propagation au sol. L'analyse dynamique de structures réelles est souvent très difficile et peut nécessiter des calculs longs ou peu pratiques. Pour cette raison, les problèmes de recherche sont souvent simplifiés par la modélisation. La méthode modale du spectre divise l'équation structurelle du mouvement en un autre ensemble d'équations et utilise le spectre de réponse de l'oscillateur pour fournir une estimation de la réponse maximale [4].

I.1.2.2.4. Analyse modale utilisant les spectres de réponses

L'analyse du spectre de réponse modale, également connue sous le nom d'analyse du spectre modal, est une technique d'analyse dynamique qui suit les mêmes lois géométriques que l'analyse de la force de la pince. Le but de cette technique est de maximiser l'impact sur la structure causé par les forces acoustiques représentées par le spectre calculé de chaque mode de vibration. Ensuite, dérivez une réponse structurée qui inclut ces effets [5].

I.1.2.2.5. Hypothèses de calcul

- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux)
- Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher

I.1.2.2.6. Etapes de la méthode spectrale modale

Les principales étapes de calcul sont les suivantes :

1. Modélisation, caractéristiques du sol
2. Calcul matrice des rigidités et des masses
3. Recherche des modes propres
4. Déterminer les coefficients de participation des masses
5. Calcul de pseudo-accélération
6. Calcul de la réponse modale
7. Combinaisons des réponses modales (solllicitations et déplacements)

I.1.2.2.7. Avantages de la méthode modale spectrale

- donner une estimation des efforts maximaux subis par la structure avec un coût réduit en temps de calcul.
- L'analyse temporelle a servi de référence pour les validations.

I.1.3. Méthode d'analyse sismique non linéaire**I.1.3.1. Méthode dynamique non linéaire****I.1.3.1.1. Introduction**

Pour les structures de haut niveau, l'interaction dynamique des modes supérieurs peut compliquer la prévision du comportement non linéaire. L'analyse non linéaire temporelle est une approche fréquemment appliquée pour évaluer la performance des structures.

L'analyse temporelle non linéaire est fondée sur l'intégration numérique directe des équations différentielles du mouvement. Le mouvement à la base est illustré par l'accélérogramme.

I.1.3.1.2. Principe de l'analyse dynamique non linéaire temporelle

Le comportement des matériaux dans le domaine inélastique est extrêmement compliqué. Afin de déterminer avec plus de précision la performance sismique des structures dans la réponse inélastique, il est important de reproduire les facteurs précités de manière assez proche de la réalité dans le cadre d'études numériques et expérimentales.

L'utilisation de l'analyse dynamique temporelle non linéaire (ATN) a pris une importance considérable. Cette méthode d'analyse exige un ensemble approprié d'enregistrements sismiques compatibles avec les niveaux de risque spécifiques au site considéré.

Ce dernier type d'analyse fait appel à des propriétés telles que la dégradation de la rigidité en cas de chargement cyclique, le comportement post-élastique et la limite d'élasticité, outre la rigidité initiale retenue dans le cadre de l'analyse linéaire.

En vue de l'obtention d'informations pertinentes sur les structures comportant des éléments ductiles et dans le cadre du renforcement des parties vulnérables du système, il est plus judicieux de procéder à une analyse non linéaire. Lors de l'analyse non linéaire, une intégration pas à pas est effectuée, ce qui peut s'avérer coûteux en termes de calcul.

I.1.3.1.3. Méthode d'intégration pas à pas

L'intégration pas à pas est la méthode la plus courante et consiste à étudier la réponse dynamique d'une structure soumise à l'action d'une séquence d'impulsions individuelles dépendant du temps, avec un pas d'intégration Δt .

La force $r(t)$ dépendante du temps est décomposée en n intervalles de temps d'une durée de Δt et la réponse de la structure aux impulsions est mesurée avec des conditions initiales appropriées pour les déplacements, les vitesses et les accélérations modales, $u, \dot{u}, \ddot{u}$ respectivement.

L'équation différentielle de l'équilibre dynamique du mouvement qui est illustrée dans l'équation (I.1) :

$$\bar{R}(u, t) + \bar{C}\dot{u}(t) + \bar{M}\ddot{u}(t) = r(t) \text{ (I.1) [17]}$$

M et C sont les matrices de masse et d'amortissement. R est la force de rappel et $r(t)$ est le vecteur de force appliqué.

I.1.3.1.4. Sélection des Enregistrements (accélérogrammes)

Les recherches actuelles ont montré que les sélections d'enregistrements ont le plus grand effet sur la variabilité observée dans la réponse de la structure parmi toutes les sources possibles d'incertitude [17].

De nombreuses méthodes ont été proposées pour optimiser le processus de sélection et de mise à l'échelle des enregistrements réels. Ces méthodes se classent comme suit :

- Sélection fondée sur la magnitude du séisme (M), la distance (R), le type de sol (S), l'environnement sismotectonique et d'autres paramètres.
- Sélection reposant sur la correspondance spectrale.

-Ces méthodes ne sont pas couramment utilisées dans la pratique de l'ingénierie (notamment en Algérie), essentiellement parce qu'elles n'ont pas été intégrées dans la plupart des codes de conception sismique.

I.1.3.2. Méthode statique non linéaire (Push-Over)

I.1.3.2.1. Introduction

Une analyse élastique donnera une bonne indication de la capacité élastique de l'ensemble de la structure et indiquera où se produit la première élasticité. Les mécanismes de rupture ne peuvent pas être prédits et la redistribution des forces au cours de la déformation progressive n'est pas prise en compte. L'analyse élastique n'est pas suffisante car elle ne permet pas de prévoir la répartition des forces et des déformations après l'apparition des dommages dans le bâtiment. La conception basée sur la performance prend en compte la réponse des structures au-delà de leurs limites élastiques. Les techniques d'analyse inélastique servent à comprendre le comportement réel des bâtiments en identifiant les modes de défaillance et le potentiel d'effondrement progressif. L'analyse statique non linéaire est l'une des techniques d'analyse pour la conception basée sur la performance.

Dans la méthode statique non linéaire, le modèle structurel est soumis à des charges latérales incrémentielles dont la distribution représente les forces d'inertie attendues pendant les secousses du sol. Les charges latérales sont appliquées jusqu'à ce que le déplacement appliqué atteigne une valeur appelée "déplacement cible", qui représente la demande de déplacement imposée à la structure par le mouvement du sol. Une fois que la charge sur la cible a changé, les paramètres d'exigence des composants structurels sont comparés aux critères d'acceptation respectifs pour l'état de performance souhaité. Les paramètres de demande au niveau du système, tels que le déplacement et le cisaillement du sol, peuvent également être vérifiés [5].

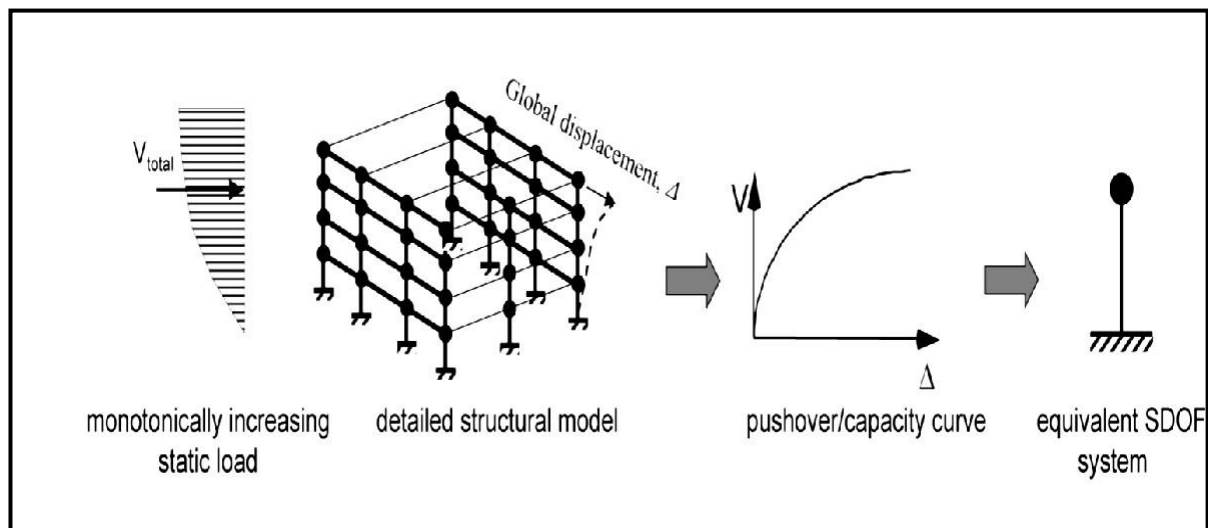


Fig. I.2. Schémas illustrant le développement d'un système SDOF équivalent à partir d'une courbe de push-over/capacité [10].

I.1.3.2.2. Principe de l'analyse statique non-linéaire

L'analyse de poussée progressive est une technique statique non linéaire dans laquelle les structures sont chargées latéralement selon un modèle spécifique prédéfini en augmentant la force de la charge jusqu'à ce qu'un mode d'effondrement se produise dans la structure. Les résultats de cette analyse sont présentés sous la forme de courbes reliant les forces de cisaillement de base en fonction du déplacement de la structure.

L'analyse Push-over est un terme générique pour les méthodes statiques non linéaires utilisées pour évaluer la performance sismique des structures existantes et concevoir de nouveaux bâtiments. Il s'agit d'un outil puissant pour les méthodologies de conception basées sur la performance incluses dans plusieurs codes et directives sismiques actuels.

I.1.3.2.3. Définition de l'analyse Push-Over

L'analyse push-over est une technique statique non linéaire qui applique des charges latérales à une structure selon un modèle spécifique prédéfini en augmentant la force de la charge jusqu'à ce que les modes de ruine apparaissent dans la structure.

Une analyse push-over consiste en une série d'analyses élastiques superposées pour obtenir une approximation de courbe de capacité ou de la courbe d'effort tranchant à la base en fonction du déplacement du sommet de la structure.

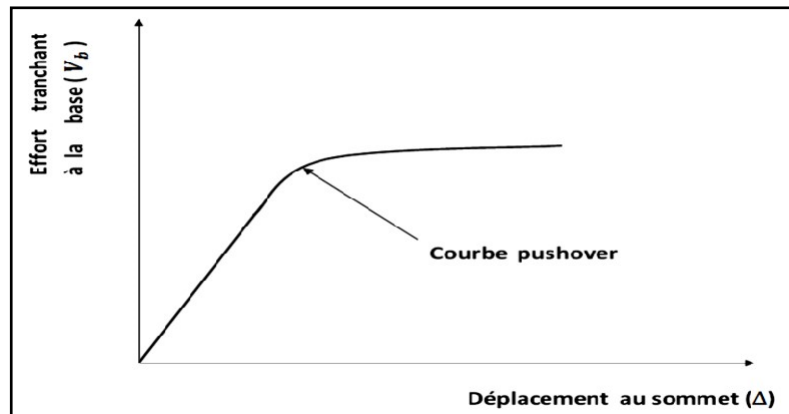


Fig. I.3. Courbe Push-over qui représente la variation de l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet du bâtiment [13].

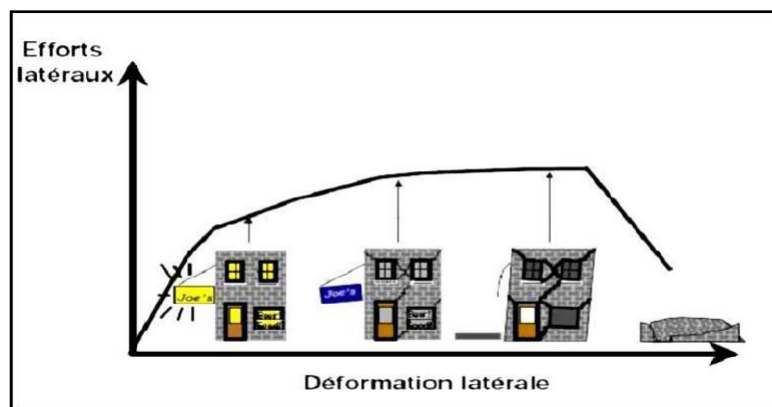


Fig. I.4. Illustration des niveaux de performances d'une structure [15].

La première étape de la conception de la performance consiste à définir le niveau acceptable de dommages causés par le tremblement de terre.

- **1er niveau** : Comportement élastique, aucun dommage.
- **2ème niveau** : Un endommagement mineur peut se produire.
- **3ème niveau** : Un état d'endommagement avancé où la stabilité est menacée.
- **Le 4ème niveau** : effondrement de la structure, aucune capacité de résistance.

I.1.3.2.4. Hypothèse de l'analyse Push-Over

L'analyse statique push-over a pour hypothèse la possibilité de comparer la réponse d'une structure à celle d'un système avec un seul degré de liberté équivalent. Cela signifie que la réponse est essentiellement contrôlée par un seul mode de vibration. La forme de ce mode reste constante lors d'un tremblement de terre.

Les chercheurs ont montré que ces hypothèses donnent de meilleurs résultats en ce qui concerne la réponse sismique (déplacement maximal) apportée par le premier mode de vibration de la structure reproduite au système linéaire équivalent.

I.1.3.2.5. But de l'analyse Push-Over

L'objectif de l'analyse push-over est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer divers paramètres liés aux sollicitations et aux déplacements des éléments de la structure. L'analyse push-over est destinée à fournir des informations sur certaines propriétés de la réponse qui ne peuvent être déterminées par une simple analyse élastique.

On cite :

- Estimation de la déformation des éléments qui doivent subir une déformation inélastique afin d'obtenir l'énergie transférée à la structure par le mouvement du sol.
- Détermination des contraintes réelles sur les éléments affaiblis. Contraintes de l'assemblage de l'entretoise, contraintes axiales du meneau, moments de connexion du meneau à la poutre et contraintes de cisaillement.
- l'effet de la détérioration de la résistance des éléments sur le comportement global de la structure ; cela permet de déterminer les forces et les faiblesses de la structure.
- Identification des zones critiques où les déformations peuvent être importantes.
- Identification des discontinuités de résistance dans le plan et en hauteur qui entraînent des variations des propriétés dynamiques dans le régime inélastique.
- Estimation du déplacement d'un étage à l'autre en tenant compte des discontinuités de rigidité et de résistance. Ceci peut être utilisé pour le contrôle des dommages.

I.1.3.2.6. Formulation de l'analyse Push-Over

L'analyse Push-over est également conçue sur la base de la supposition des réponses de la structure comme étant comparables à celles d'un système avec des degrés de liberté DDL équivalents. De ce fait, la forme de ce mode reste invariable (constante) pendant l'excitation (fig.I.5).

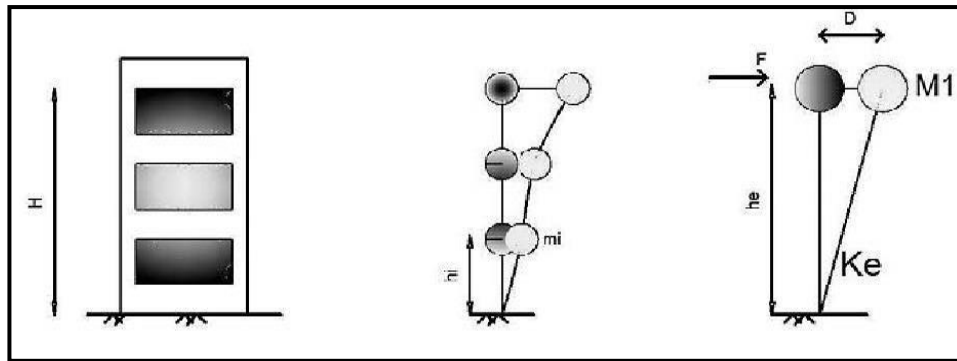


Fig. I.5. Hypothèse du système équivalent.

Considérons un système à plusieurs degrés de liberté. La forme de la déformée de ce système peut être représentée par un vecteur propre $\{\Phi\}$ et reste constante durant toute l'analyse, indépendamment du niveau de déformation.

En définissant par X le vecteur du déplacement relatif d'un système à plusieurs degrés de liberté :

$$X = \{\psi\} \cdot x_1 \quad (\text{I.2}) [8]$$

Où X_t représente le déplacement au sommet.

L'équation du mouvement d'un système à plusieurs DDL, s'écrit

$$[M]\{\psi\}\ddot{X} + [C]\{\psi\}\dot{X} + \{f\} = -[M]\{1\}\ddot{X}g \quad (\text{I.3}) [8]$$

M et **C** : sont les matrices masse et amortissement.

Q : le vecteur des forces dans les niveaux,

I : la matrice identité

$\ddot{X}g$: est l'action sismique.

Si nous définissons le déplacement de référence du système à un seul degré de liberté x^* par

$$\dot{X} = \frac{\{\psi\}^T[M]\{\psi\}}{\{\psi\}^T[M]\{1\}} X_f \dots (\text{I.4}) [8]$$

Et en utilisant l'équation **(I.3)** on aura :

$$M^*x^* + C^*\dot{x}^* + f^* = -M^*\ddot{x} \dots (\text{I.5}) [8]$$

M^* , C^* , p^* sont les propriétés du système équivalent et elles sont données par les formules suivantes avec $\{\psi = 1, n : \text{niveau du toit}\}$:

La période initiale du système à un seul DDL équivalent est donnée par la formule **(I.6)** :

$$T_{eq} = 2\pi \frac{\sqrt{X_y M}}{f_f} \dots (\text{I.6}) [8]$$

Une fois que les propriétés de base d'un système à un seul degré de liberté équivalent sont connues, on passe à la détermination du **déplacement cible** par lequel on détermine la performance sismique, tout en tenant compte de la forme de la force latérale.

I.1.3.2.7. déplacement cible

C'est le déplacement au sommet au centre de masse de la structure qui est donc relié au déplacement d'un système à un seul DDL équivalent. Ce déplacement permet de relier les résultats de l'analyse push-over « offre de déformation » à « la demande de déformation ».

I.1.3.2.8. Formes de la force latérale

Afin d'évaluer les performances, la forme de la force latérale doit être prise en compte en tant que paramètre. Car elle a pour objectif de déterminer et de limiter la distribution des forces d'inertie lors d'un séisme. En raison du fait, qu'un modèle unique de la force ne peut pas rendre compte des changements dans les demandes locales anticipées par une notion parasismique.

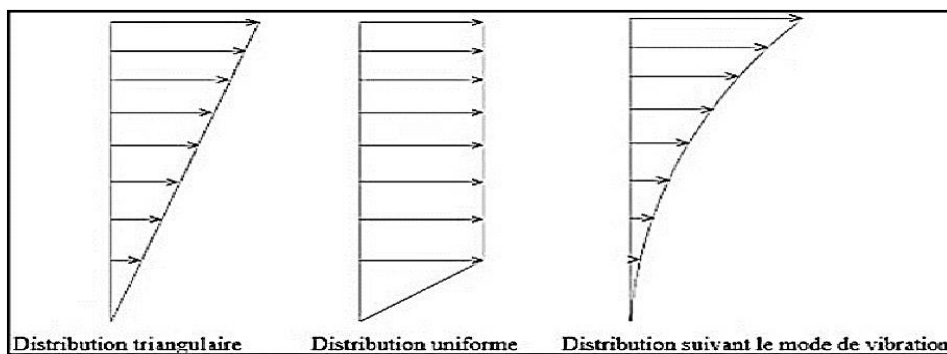


Fig. I.6. Distribution des forces horizontales associées à diverses déformations élasto-plastiques de la structure.

La distribution optimale est celle développée dans l'analyse temporelle élasto-plastique, qui évolue au cours du séisme en fonction de la déformation plastique de la structure. Qui varie pendant le séisme suivant le modèle de déformation plastique de la structure. Il suffit d'envisager plusieurs distributions verticales des forces horizontales exercées à l'emplacement des masses dans le modèle.

I.1.3.2.9. Paramètres de l'analyse Push-Over

Pour effectuer une analyse statique non linéaire, nous devons savoir ce que signifient la courbe de capacité, le spectre de réponse et le point de performance. Nous définissons ci-dessous chacun de ces paramètres.

I.1.3.2.9.1. Courbe de capacité

Elle transforme la résistance sismique d'une structure et exprime l'effort de tranchant à la base de la structure en fonction du déplacement de celle-ci (figure I.7). Cette courbe fait apparaître

une phase élastique linéaire qui se poursuit par une phase non linéaire correspondant à la formation des rotules plastiques.

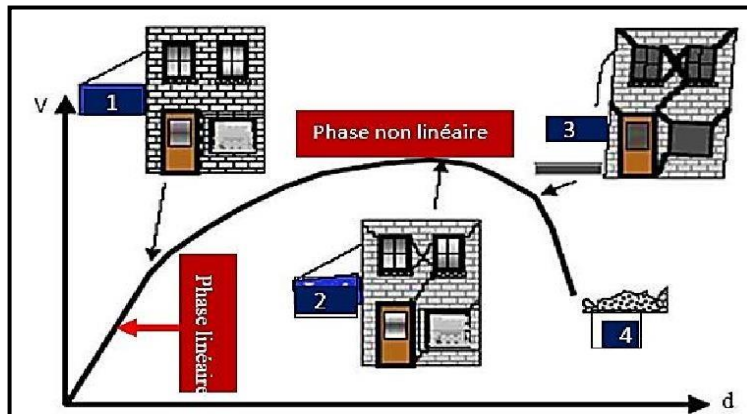


Fig. I.7. Courbe de capacité.

La courbe de la figure (I.7) peut être divisée en quatre parties.

- **La partie (1)** : représente le comportement de la structure en phase élastique.
- **La partie (2)** : représente les dommages mineurs que peuvent subir les structures.
- **La partie (3)** : montre un degré élevé d'endommagement de la structure.
- Enfin, **la partie (4)** : représente l'effondrement de la structure.

La détermination de la courbe de capacité par l'analyse push-over, implique l'application d'une charge latérale statique équivalente monotone progressive, cette application de charge dépendant directement de la réponse modale de la structure.

Le chargement doit en effet reproduire les modes caractéristiques retenus pour la structure par application de facteurs de charge compatibles avec le mode considéré dans une analyse multimodale. L'effort sismique (l'effort tranchant à la base V_b) fait l'objet d'une transformation en accélération spectrale S_a le déplacement réel au niveau du toit U_t se transforme en déplacement spectral S_d .

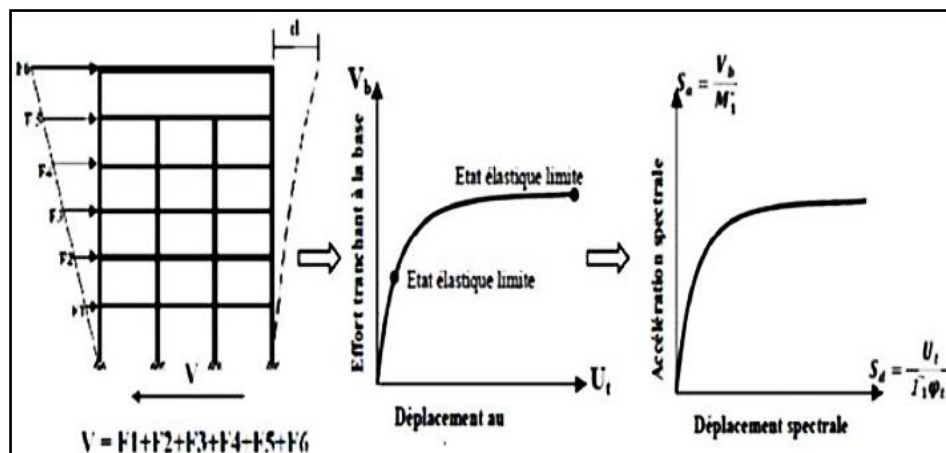


Fig. I.8. Diagramme de capacité (push-over)

Dans les codes américains (ATC40, 1996), des points sont assignés à cette courbe de capacité, ce qui permet de mieux saisir le comportement des rotules plastiques (figure I.9).

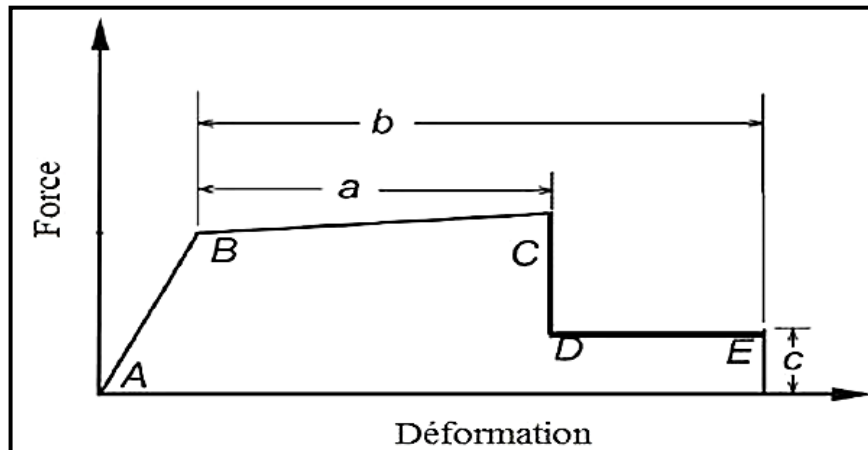


Fig.I.9. Représentation de la courbe de capacité selon l'ATC40.

D'où :

- **le point A** : est le point d'origine ;
- **le point B** : correspond à la plastification ;
- **le point C** : est la capacité ultime de l'analyse push-over ;
- **le point D** : représente la résistance résiduelle (l'élément répond avec une résistance réduite) ;
- **enfin, le point E** : correspond à la rupture totale des éléments ;

En outre, la norme (FEMA 273, 1997) a ajouté des points supplémentaires à la courbe de capacité pour évaluer le niveau de performance des rotules en plastique.

a) Critères d'acceptation et niveau de performance de la rotule plastique :

La norme américaine FEMA 273 définit trois critères d'acceptation basés sur le degré de déformation de ces rotules plastique, Ces critères d'acceptation sont IO, LS et CP (Fig. I.10) lesquels définissent le niveau de performance des rotules plastiques.

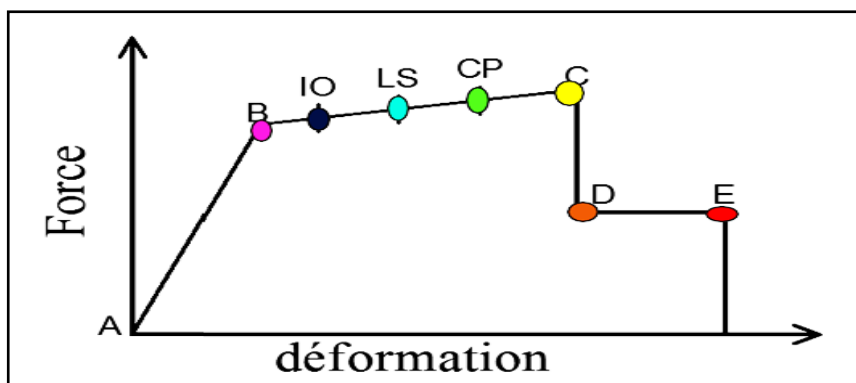


Fig.1.10. Représentation de la courbe de capacité selon FEMA273

Ils sont spécifiés comme suit :

- Niveau IO (occupation immédiate) : Les dommages sont assez limités. L'élément maintient la plus grande partie de sa rigidité d'origine.
- Au niveau LS (Life Safety) : l'élément peut être gravement endommagé et sa rigidité peut être sensiblement réduite.
- Au niveau CP (prévention des effondrements) : l'élément est fortement endommagé. Le dépassement de ce niveau est susceptible de détériorer l'élément.

b) Transformation de la courbe de capacité :

Afin de réaliser une analyse push-over, il est indispensable de convertir la courbe de capacité, qui se traduit par un effort de tranchant à la base et un déplacement au sommet, en un spectre de capacité, qui représente la courbe de capacité sous forme d'accélération spectrale et de déplacement spectral, comme le montre la (figure I.11).

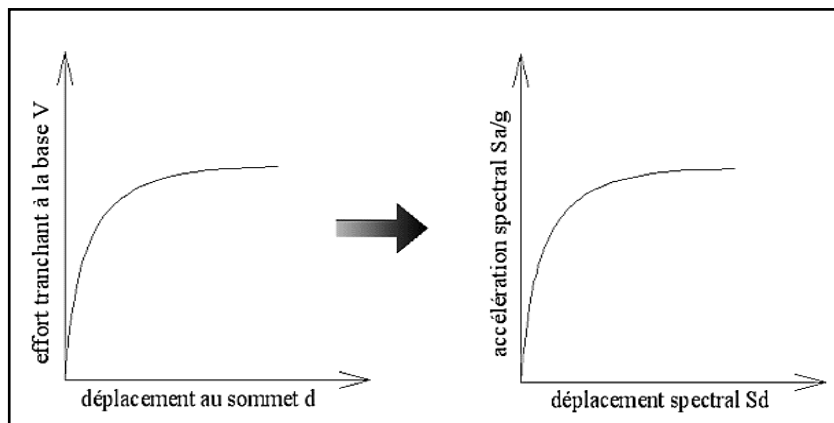


Fig. I.11. Transformation de la courbe de capacité.

I.1.3.2.10. Spectre de demande

Le spectre de demande (ou spectre de réponse) représente l'évaluation du tremblement de terre.

Il est établi dans le RPA99 (DTR BC2-48, 2003) à partir des formules suivantes :

$$\frac{s_a}{g} = \left\{ \begin{array}{l} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) \quad 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \quad T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \right) \quad T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \quad T \geq 3.0s \end{array} \right.$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone ;

η : **facteur** de correction de l'amortissement : $\eta = 7/2 + \xi$;

ξ : pourcentage d'amortissement critique ;

R : coefficient de comportement de la structure ;

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site ;

Q : facteur de qualité.

Ce spectre de réponse élastique représente l'accélération en fonction de la période

(**S_a-T**) (figure I.12).

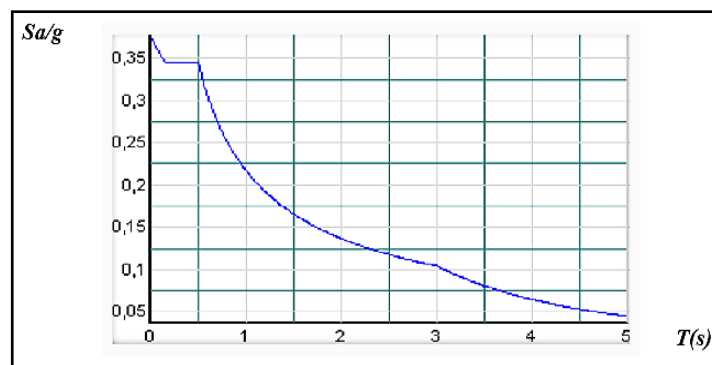


Fig.I.12. Spectre de réponse.

➤ **Transformation de spectre de réponse :**

La transformation se produit en remplaçant le diagramme $S_a = f(T)$ par le diagramme $S_a = f(S_d)$ à

l'aide de la formule suivante : $S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a$

Où S_a est l'accélération spectrale et S_d le déplacement spectral, qui correspondent aux périodes T avec une constante d'amortissement visqueux fixée à 5 %.

Le spectre de demande ainsi obtenu est indiqué par la figure (I.13).

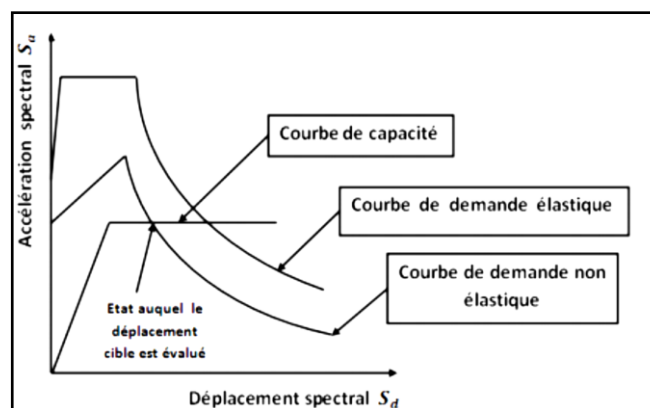


Fig. I.13 : spectre de demande inélastique et courbe de capacité tracé dans le format (AD) [16].

I.1.3.2.11. Point de fonctionnement (ou point de performance) :

Le point de performance est situé à l'intersection entre la courbe de capacité et le spectre de réponse sismique réglementaire. Ce point est obtenu par plusieurs itérations successives en faisant varier le coefficient d'amortissement visqueux, il représente le comportement réel de la structure face à un spectre réglementaire moyen significatif de la région étudiée.

La position du point de performance sur la courbe de capacité permet de connaître si le comportement de la structure est élastique ou plastique ou si elle est au bord de la rupture. A partir du comportement observé grâce à l'analyse statique non linéaire, il est possible de décider si le portique sera stable ou pas vis-à-vis des spectres de réponse sismique qui caractérisent la région.

La comparaison se concentre sur plusieurs critères, à savoir le déplacement constaté dans la terrasse, l'effort tranchant observé, la rigidité du portique au point d'exécution et sa ductilité. Ces critères donnent une idée relativement complète du comportement du portique au cours du séisme. [16]

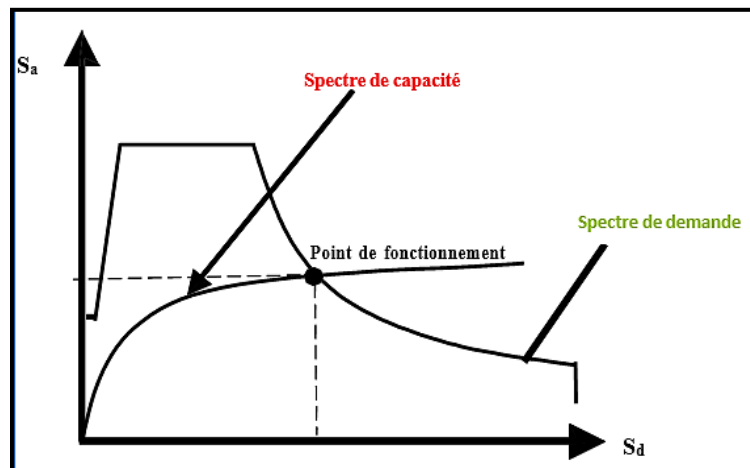


Fig.I.14. point de performance.

Chapitre II : Ductilité et coefficient de comportement

Chapitre II : Ductilité et coefficient de comportement

II.1. Ductilité

II.1.1. Généralité

La capacité d'un matériau à se déformer de manière irréversible sans se rompre est appelée ductilité. Par conséquent, la ductilité de forme des métaux est une propriété très importante qui doit être comprise, contrôlée et éventuellement modifiée.

Dans la plupart des cas, comme pour le chargement uni axial, l'instabilité et l'endommagement se combinent pour être les deux facteurs limitant la ductilité.

Les premiers peuvent prendre diverses formes, selon le type d'expectorations et les limitations existantes (ex. expectorations focales ou diffuses) [9].

II.1.2. Comportement Ductile et Fragile

Si un morceau de béton armé a un degré élevé de non-linéarité (plasticité), on dit qu'il est ductile. Cependant, si la forme de la plaque non linéaire est courte, le composant est considéré comme fragile. Si l'élément a des armatures insuffisantes (trop de tiges d'armature), alors un comportement faible se produit, et si l'élément a trop d'armatures, l'élément est considéré comme rigide.

II.1.3. Déformabilité –ductile

La déformabilité est la capacité d'un élément de la structure ou de la structure entière à se déformer avant l'effondrement. Par contre la ductilité est la capacité de la structure (élément à subir une déformation après la fin de la phase élastique avec une dégradation significative de sa résistance ou sa rigidité. Il est à noter qu'un structure peut avoir une grande déformabilité .Alors qu'elle est moins ductile. Par exemple, les murs en béton arme possèdent une faible déformation allers qu'ils sont plus ductiles comparativement au portique qui sont plus déformables et moins ductiles (bertero1988.Park.1989)

Pour les éléments en béton arme lorsque le palier de plasticité est long on dit que l'élément est ductile .Cependant, lorsque le palier de non-linéarité est court on dit que l'élément est fragile (fig. II.1) un comportement fragile aura lieu dans le cas où l'élément est sous arme (quantité insuffisante) est dans le cas où l'élément est armé en excès l'élément est dit rigide (park1975).

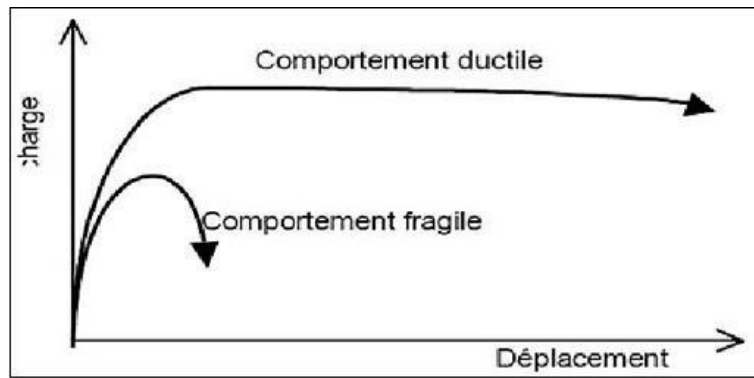


Fig. II.1. Comportement d'un élément ductile et fragile [9]

II.1.4. Relation déformabilité ductilité

La capacité d'un matériau, d'un composant structurel ou d'une structure entière à se déformer avant de tomber en panne est appelée déformabilité.

En revanche, la capacité de rupture après la fin de la phase liquide est appelée ductilité, comme le montre la figure. (Fig. II.2)

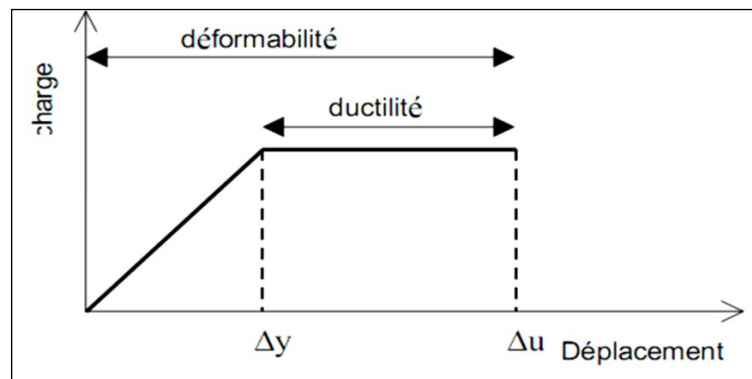


Fig. II.2. Courbe charge déformation (Relation déformabilité – ductilité) [9].

Une structure peut être très déformable tout en étant moins ductile. Comme le montre la figure (II.3), l'élément 1 est peu déformable mais plus ductile que l'élément 2, qui est plus déformable et moins ductile.

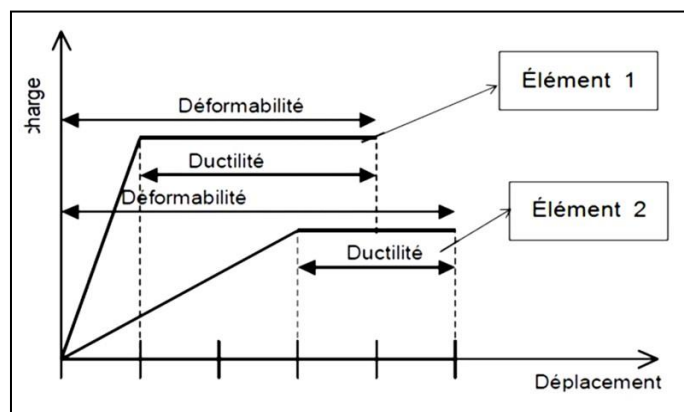


Fig. II.3. Déformabilité et ductilité [9].

II.1.5. Définition de la ductilité – Facteur de ductilité

La ductilité est un facteur important à prendre en compte lors de la conception de mécanismes plastiques monolithiques pour des structures devant résister à des tremblements de terre. La « ductilité » est la capacité des structures et autres composants structuraux à résister à une déformation inélastique sans sacrifier de manière significative la rigidité ou la résistance. Une mesure de la ductilité est le coefficient de ductilité déterminé par cette relation [6].

$$\mu = \Delta_u / \Delta_y \dots\dots\dots (II.1) [8]$$

Où Δ_u est la déformation ultime disponible et Δ_y la déformation élastique.

II.1.6. Différents types de ductilité

II.1.6.1. Ductilité de déformation (du matériau)

La capacité d'un matériau à rester largement libre tout en résistant à la déformation plastique est la source de sa ductilité. Cette ductilité peut être définie comme le rapport de déformation maximale U (correspondant à la force de traction maximale) à déformation maximale Y (correspondant à la limite élastique). Le module de ductilité d'un matériau s'exprime par :

$$\mu_s = \frac{s_u}{s_y} \dots\dots\dots (II.2) [8]$$

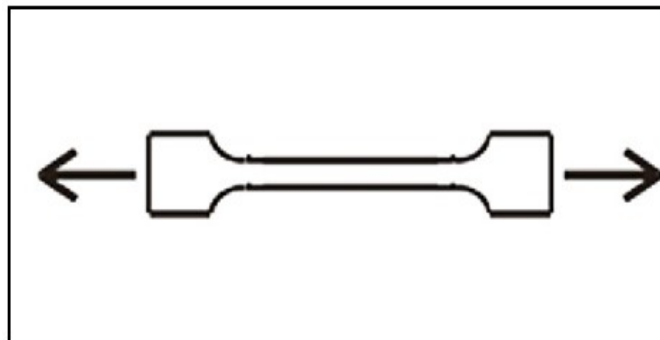


Fig. II.4. Ductilité de déformation [6].

II.1.6.2. Ductilité de courbure ou ductilité locale

Capacité de rotation de la rotule en plastique conçue dans la structure, définie comme le rapport de la courbure maximale à la courbure élastique.

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} = \frac{x_u}{x_y} \dots\dots\dots (II.3) [8]$$

Elle caractérise la capacité de rotation des sections. Elle est directement associée la capacité de déformation de l'élément soit en termes de rotation ou de déplacement.

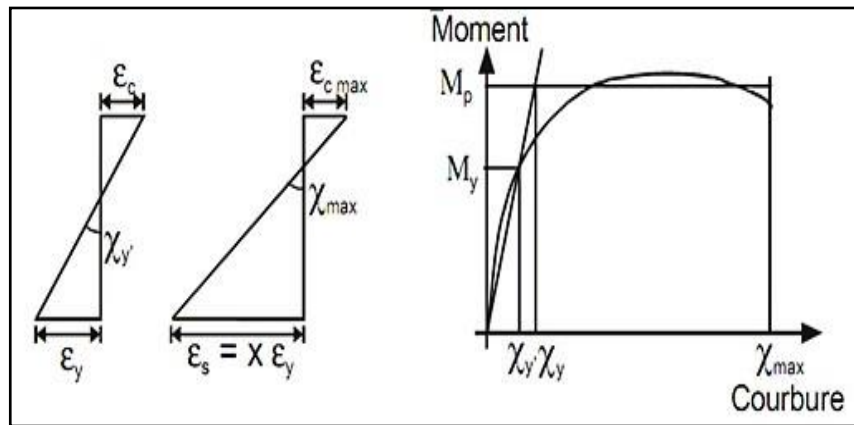


Fig. II.5. Ductilité en courbure [4].

II.1.6.3. Ductilité en rotation

La ductilité en rotation n'est atteinte que si la déformation plastique s'étale sur une longueur suffisante du corps roulant dit plastique. Le rapport entre la torsion maximale de la pièce et la torsion correspondant à la limite élastique du matériau est appelé module de ductilité en torsion.

$$U_{\theta} = \theta_u / \theta_v \dots \dots \dots (II.4) [8]$$

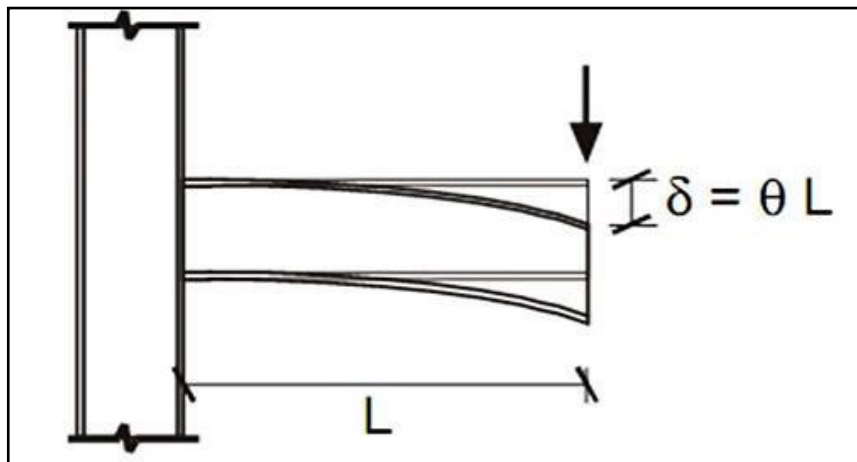


Fig. II.6. Ductilité de rotation [4].

II.1.6.4. Ductilité en déplacement ou ductilité globale

Une façon courante de mesurer la ductilité globale d'une structure est sa mobilité. Le module de ductilité de déplacement est souvent utilisé dans les calculs systémiques et se rapporte au mouvement d'un point particulier dans une structure et est également défini comme le rapport du mouvement maximal dans ce plan de la structure et la limite élastique correspondante.

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \dots \dots (II.5) [8]$$

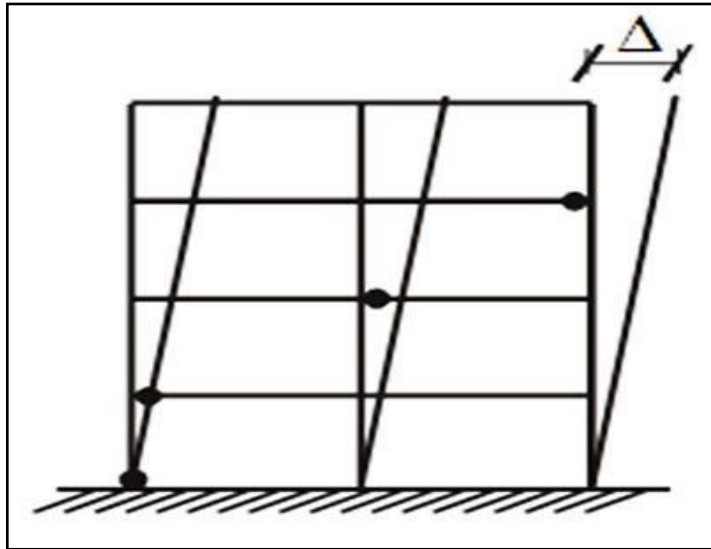


Fig. II.7. Ductilité de déplacement [5].

II.1.7. Facteurs influençant la ductilité

De nombreuses études expérimentales et analytiques ont montré que de nombreux facteurs affectent la ductilité des structures en béton armé, notamment Résistance à la compression du béton, Contrainte mutuelle des éléments, Pourcentage d'ancres attachées et comprimées, Limite d'élasticité de Renfort, force sur les pôles, et la délicatesse des composants. L'analyse de l'étude a révélé que plusieurs facteurs, tels qu'une résistance d'ancrage élevée et le coût des composants réguliers, affectent négativement la ductilité. D'autres facteurs qui favorisent la ductilité sont la haute résistance du béton à la pression, le pourcentage élevé d'ancrages comprimés et le retrait latéral des éléments en béton armé [7].

II.1.8. Ductilités et dissipation d'énergie

Le phénomène décrit ci-dessus est expliqué à l'aide de la contrainte monotone. Une coercition est une restriction cyclique de mouvement imposée. Le schéma cyclique de la demande sismique et l'apport énergétique des matériaux ductiles sont deux facteurs qui contribuent à son attractivité d'un point de vue scientifique. En effet, le comportement des structures dites ductiles est décrit par des relations force-déplacement qui peuvent devenir non intrinsèques sous sollicitation sismique. La courbe force-déplacement présente une boucle d'hystérésis. (Ces courbes définissent une surface où la densité de l'air est inversement proportionnelle à la quantité d'énergie libérée par cycle. Le terme « retour d'hystérésis » fait référence au post-élastique à la dissipation d'énergie décrite par déformation.

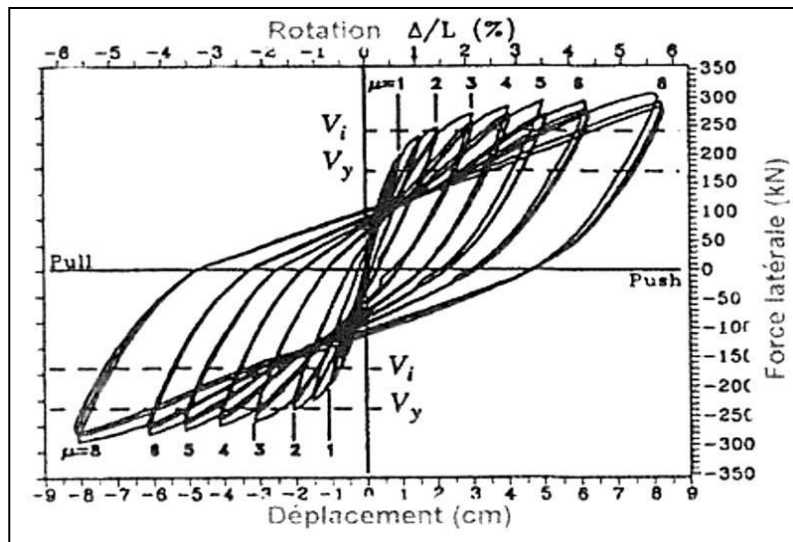


Fig. II.8. Boucles d'hystérèses mesurées sur un voile en béton armé [1].

II.1.9. Prise en compte de la ductilité

Des études analytiques sont menées pour rendre compte de la ductilité dans les techniques de renforcement des bâtiments anciens. Une revue détaillée des méthodes de réparation, de préservation et d'amélioration des parasites a été publiée par Gavrilovic et al. Dans la section suivante, nous discuterons de certains concepts de base liés à la ductilité, tels que la relation entre la ductilité et la déformation, le coefficient de ductilité, le processus d'absorption et de dissipation de l'énergie sismique et les facteurs affectant la ductilité. En résumé, l'inclusion des composants de confinement dans la méthodologie proposée par Gavrilov-Iam a contribué à améliorer la ductilité des bâtiments anciens [6].

II.1.10. Rotules plastiques

II.1.10.1. Introduction

Les rotules plastiques traduisent le comportement non linéaire de la structure, les niveaux de performance affichés par les rotules lors de l'analyse Push over et l'évolution de la formation des rotules avec l'avancement des étapes de l'analyse permettent de juger le degré de dommages auxquels la structure est soumise ainsi que les parties fragiles qui peuvent connaître plus de dégâts.

La rotule plastique est une extension du concept ductile dans les structures qui résistent à la force sismique, l'énergie est dissipée par la déformation plastique des zones spécifiques à l'extrémité de l'élément sans la rupture du reste de la structure. La figure montre une partie d'un élément du béton armé soumise à la flexion, où le moment et la courbure ont atteint leur

valeur ultime à la section critique. La zone de courbure non élastique est répartie le long de la poutre où le moment de flexion dépasse le moment de plastification de la section. Chaque pic de courbure correspondant à une fissure, (figure II.9). Dans les prédictions de ductilité, il est nécessaire de déterminer la déformation qui se produit, quand le moment atteint sa valeur ultime, la rotation et la déflexion de l'élément peuvent être obtenues à partir de la distribution de la courbe effective qui, à l'extrémité de l'élément peut être représentée dans des zones élastiques et non élastiques [11].

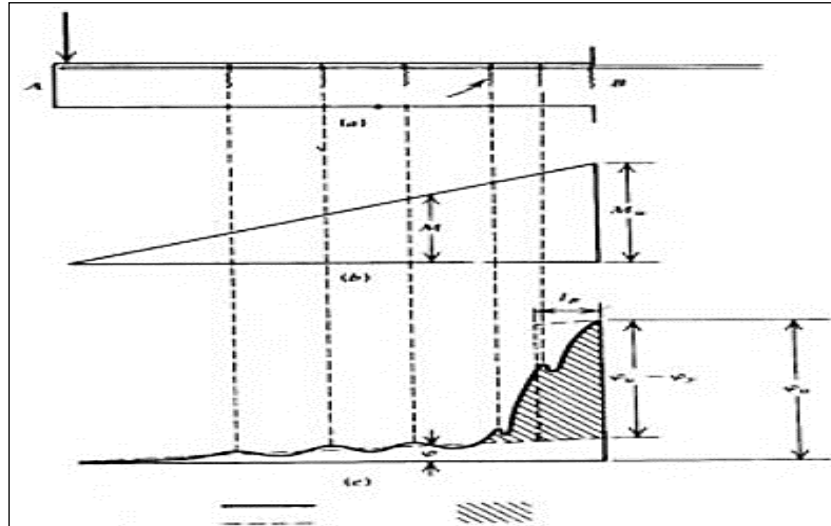


Fig. II.9. Répartition de la courbure sur la poutre au moment ultime (a) la poutre, (b) la courbe de moment de flexion, (c) le diagramme de la courbure [11].

II.1.10.2. définition de rotule plastique

La rotule plastique est une extension du concept ductile dans les structures qui résistent à la force sismique, l'énergie est dissipée par la déformation plastique des zones spécifiques à l'extrémité de l'élément sans la rupture du reste de la structure. La figure (II.9) montre une partie d'un élément du béton armé soumise à la flexion, où le moment et la courbure ont atteint leur valeur ultime à la section critique. La zone de courbure non élastique est répartie le long de la poutre où le moment de flexion dépasse le moment de plastification de la section. Chaque pic de courbure correspondant à une fissure, (figure II.10). Dans les prédictions de ductilité, il est nécessaire de déterminer la déformation qui se produit, quand le moment atteint sa valeur ultime, la rotation et la déflexion de l'élément peuvent être obtenues à partir de la distribution de la courbe effective qui, à l'extrémité de l'élément peut être représentée dans des zones élastiques et non élastiques. [13].

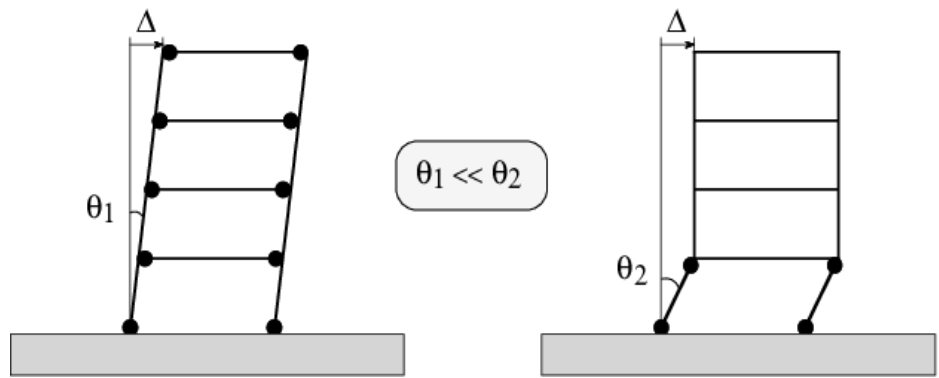


Fig. II.10. Rotule plastique [13].

La zone ombragée sur la figure représente la rotation non élastique qui peut se produire au niveau de la rotule plastique à la section critique. Cela signifie que la rotation à l'état ultime de l'élément est la somme de la rotation élastique et non élastique. La zone non élastique à l'état ultime, peut être remplacée par un rectangle équivalent avec la même surface pour la distribution effective de la flexion non élastique. Le rectangle équivalent est de hauteur $(\varphi_u - \varphi_y)$ et de largeur L_p , où φ_y est la valeur de la courbure à la limite élastique, et φ_u est la valeur de la courbure ultime, L_p est égale à la longueur de la rotule plastique quand la courbure plastique est considérée constante. La rotation de la rotule plastique à la section critique peut s'écrire comme suit [28].

$$\theta_p = (\varphi_u - \varphi_y)L_p \dots \dots \dots (II.6) [13]$$

II.1.10.3. Comportement sismique des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux qui dissipent une grande partie de l'énergie sismique, par des mécanismes stables de plastification en flexion. On peut estimer la ductilité de la poutre de façon adéquate, en utilisant la courbe moment-courbure dissections critiques. La courbure de la section de poutre, selon la théorie classique de flexion est égale au rapport entre la déformation de certaines fibres de la section, et la distance correspondante de l'axe neutre. Selon la figure, la courbure sera donnée comme suit [16].

$$\theta = \frac{\varepsilon_c}{x} \dots \dots \dots (II.7) [13]$$

Avec : ε_c est la déformation (raccourcissement) correspondant à la fibre comprimée du béton, et x est sa distance à partir de l'axe neutre

De même

$$\theta = \frac{\varepsilon_{s1}}{d-x} \dots \dots \dots (II.8) [13]$$

Avec : ε_{s1} est la déformation (allongement) des aciers tendus, d : est la profondeur effective de la section de poutre

À partir des deux équations précédentes, la courbure peut être donnée sous la forme suivante :

$$\theta = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_{s1}}{d} \dots \dots \dots (\text{II.9}) [13]$$

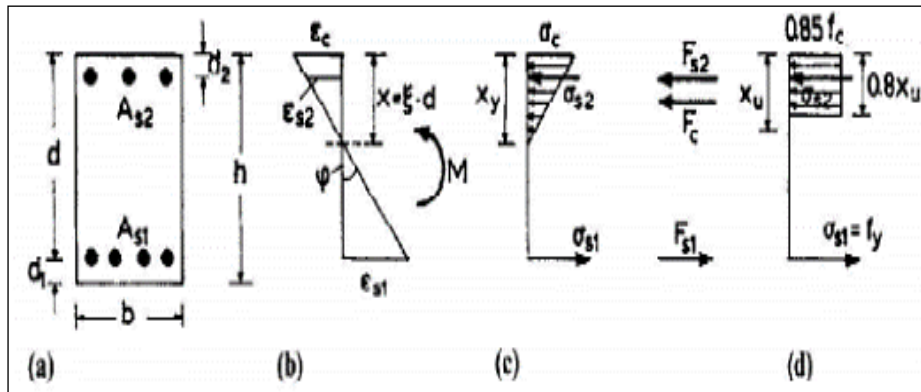


Fig. II.11. Données de calcul du facteur de ductilité à la courbure pour une section rectangulaire double armée

Pour une section rectangulaire à double armée figure (II.11), la courbure à la limite élastique peut être estimée par l'équilibre des forces en supposant un comportement linéaire de béton jusqu'à l'arrivée de l'armature à la limite élastique.

Le diagramme de déformation montré sur la formule b illustre :

$$\frac{\varepsilon_c}{\xi_d} = \frac{\varepsilon_{s1}}{d - \xi_d} = \frac{\varepsilon_{s2}}{\xi_d - d_2} \dots \dots \dots (\text{II.10}) [13]$$

En substituant : $\varepsilon_{s1} = \sigma_{s1}/E_s$, $\varepsilon_{s2} = \sigma_{s2}/E_s$, $\varepsilon_{s3} = \sigma_c/E_c$ dans l'équation (II.10) et en identifiant le coefficient α , comme un rapport entre le module de Young d'acier et le module de Young du béton, on obtient les équations suivantes :

$$\sigma_{s1} = \frac{1-\xi}{\xi} \alpha \sigma_c \dots \dots \dots (\text{II.11}) [13]$$

$$\sigma_{s2} = \frac{\xi d - d_2}{\xi d} \alpha \sigma_c \dots \dots \dots (\text{II.12}) [13]$$

En appliquant la condition d'équilibre des forces au béton (F_c) et à l'acier (F_{s1} , F_{s2}) on obtient :

$$F_c + F_{s2} - F_{s1} = 0 \dots \dots \dots (\text{II.13}) [13]$$

En substituant les valeurs des trois forces à partir du diagramme des contraintes (la figure II.11), et ce dans l'équation (II.13) on obtient l'équation suivante :

$$\frac{1}{2} b \xi \sigma_c + \sigma_{s2} A_{s2} - \sigma_{s1} A_{s1} = 0 \dots \dots \dots (\text{II.14}) [13]$$

En substituant les valeurs de σ_{s1} et σ_{s2} des deux équations (II.11) et (II.12) dans l'équation (II.14) on obtient

$$\frac{1}{2} b \xi d \sigma_c + \frac{\xi d - d_2}{\xi d} \alpha A_{s2} - \frac{1-\xi}{\xi} \alpha A_{s1} = 0 \dots \dots \dots (\text{II.15}) [13]$$

En plaçant $A_{s1}/b d = \rho_1$ et $A_{s2}/b d = \rho_2$ on obtient une équation de deuxième degré

$$\xi^2 + 2\alpha(\rho_1 + \rho_2)\xi - 2\alpha\left(\rho_1 \frac{d_2}{d}\rho_2\right) = 0 \dots \dots \dots (II.16) [13]$$

La Solution de l'équation nous donne le paramètre de l'axe neutre ξ :

$$\xi = \left[\alpha^2(\rho_1 + \rho_2)^2 + 2\alpha\left(\rho_1 \frac{d_2}{d}\rho_2\right) \right]^{\frac{1}{2}} - \alpha(\rho_1 + \rho_2) \dots \dots \dots (II.17) [13]$$

Après la détermination de paramètre de l'axe neutre, on peut déterminer la courbure à l'état limite élastique :

$$\varphi_y = \frac{\xi_y}{d - x_y} = \frac{\frac{f_y}{E_s}}{d(1 - \xi_y)} \dots \dots \dots (II.18) [13]$$

Où F_y est la résistance élastique ultime de l'aluminium et ξ_y est déterminé par l'équation (II.17). Pour estimer la courbure ultime on utilise la figure d, en considérant la réduction de la résistance du béton par le coefficient 0.85, qui explique l'effet de chargement à long terme ($\sigma = 0.85f_c$). Tandis que la contrainte dans l'acier prend la valeur de la résistance limite élastique. La condition de l'équilibre des forces s'écrit comme suit.

$$0.85f_c \times 0.8x_u b + A_{s2}f_y - A_{s1}f_y = 0 \dots \dots \dots (II.19) [13]$$

La distance de l'axe neutre à l'état ultime est :

$$x_u = \frac{(A_{s1} - A_{s2})f_y}{0.68f_c \times b} \dots \dots \dots (II.20) [13]$$

En utilisant l'équation (II.7) on peut écrire la courbure ultime comme suit :

$$\varphi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{x_u} \dots \dots \dots (II.21) [13]$$

Et en remplaçant la valeur de x_u de l'équation (II.20) dans l'équation (II.21) on peut estimer la valeur de courbure ultime par l'équation suivante :

$$\varphi_u = \varepsilon_{cu} \frac{0.68f_c b}{(A_{s1} - A_{s2})f_y} \dots \dots \dots (II.22) [13]$$

Park and Paulay ont conclu que si la contrainte de béton à la compression dans la fibre extrême, ne dépasse pas $0.7 f_c$, quand la contrainte d'acier atteint la limite élastique, le moment au début de la plastification, est donné par l'équation suivante :

$$M_y = A_s f_s \cdot j_d \dots \dots \dots (II.23) [13]$$

Et la courbure au début de la plastification est :

$$\varphi_y = \frac{\varepsilon_s}{d(1 - \xi)} \dots \dots \dots (II.24) [13]$$

Où $j_d = d - kd/3$ est la distance entre le centre de gravité des aciers tendus et la résultante des forces de compression dans le béton.

Le moment ultime, quand l'acier dans la zone comprimé atteint l'état ultime, est donné par l'équation suivante en se basant sur la figure :

$$M_u = 0.85f_c \times 0.8x_u b(d - 0.8x_u) + A_{s2}f_y(d - d_2) \dots \dots \dots (II.25) [13]$$

Après la détermination des valeurs de courbure, à l'état limite élastique et l'état ultime on peut déterminer la rotation correspondante aux deux courbures, en utilisant les approximatifs des codes sismiques. La troisième partie de l'eurocode8 [13] donne des équations simples approximatives pour le calcul de rotation, à la limite élastique et le calcul de rotation ultime, en utilisant les valeurs de courbure à la limite élastique et l'état ultime.

II.1.10.4. Comportement sismique des poteaux

À cause de la grande valeur de la charge axiale dans les poteaux, il n'est pas possible de déterminer directement une seule courbe ($M - \phi$) pour une section transversale, comme dans le cas des sections soumises à la flexion simple (les poutres). D'autres part, il est possible d'obtenir toutes les combinaisons de charge axiale P , le moment de flexion M et la courbure de la section. Grâce à ces combinaisons, on peut déterminer facilement la courbe ($M - \phi$) pour un chargement précis.

Les courbes qui montrent la relation entre P et M , selon les différentes conditions sont appelées courbe d'interaction. La figure montre la courbe d'interaction d'une section de poteau doublement armé. Aussi, cette figure montre à côté de la courbe de l'interaction la [16] courbe qui représente la relation de charge P et la courbure ϕ , les détails du ferrailage et la courbe contrainte-déformation, sont présentés aussi sur la figure (Fig.II.12) :

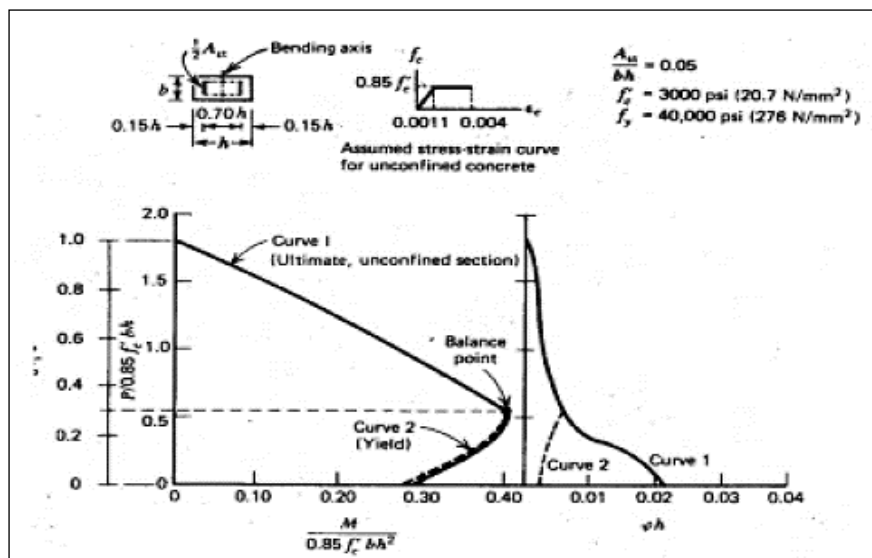


Fig.II.12. Courbes d'interaction pour une section rectangulaire

II.1.10.5. Courbe moment –courbure (M-φ)

La capacité du moment plastique de tous les éléments en béton armé est calculée par une analyse $M-\phi$ basée sur les caractéristiques des matériaux, et ce pour développer la courbe moment-

courbure qui s'utilise pour connaître les conditions de formation de rotule plastique. L'analyse moment-courbure donne les courbures associées à l'ensemble des moments pour une section transversale, cette analyse est basée sur le principe de compatibilité de déformation et sur le principe de l'équilibre des forces. La courbe $M-\phi$ peut être idéalisée avec une réponse élastique et parfaitement plastique, pour estimer la capacité de moment plastique de la section transversale de l'élément, figure (II.13).

La partie élastique de la courbe idéalisée doit passer par le point qui indique le début de la plastification des armatures. La capacité de moment plastique idéalisée est obtenue en équilibrant les zones entre les courbes actuelles et idéalisées au-delà de la limite élastique des armatures, figure (Fig. II.13).

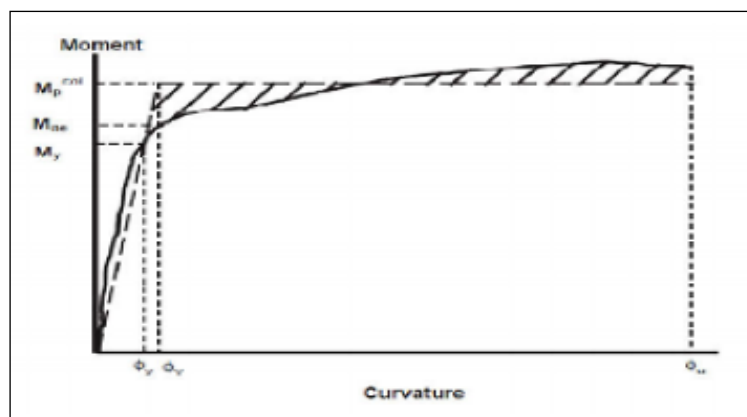


Fig. II.13. Courbe moment –courbure [16].

II.1.10.6. Point de performance

A partir de la courbe de capacité, il devient alors intéressant de comparer celle-ci avec la Sollicitation d'un séisme. Pour considérer la demande d'un séisme, on utilise en général des Spectres de réponse en accélération ou en déplacement. Les axes de la courbe de capacité Doivent donc être transformés afin d'avoir les mêmes unités :

- Réaction à la base / masse → accélération.
- Déplacement / Facteur de participation modale → déplacement. Plusieurs méthodes D'assemblage des deux courbes sont applicables. L'EC 8 par exemple, permet de trouver un Point de performance sur la base de la règle des déplacements égaux. Les normes américaines, par contre, 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 concernant le comportement de la Structure face au séisme. Selon les indications de l'EC 8, le déplacement élastique d'une Structure équivalente est trouvé par le prolongement de la partie élastique de la courbe de

Capacité jusqu'au croisement avec le spectre (point A), Figure (II.14) Le déplacement inélastique de la structure réelle est celui qui lui correspond sur la courbe de capacité au point B. Avec cette construction, on peut par exemple définir si la structure nécessite une augmentation de sa capacité de déformation ou bien une augmentation de sa rigidité [24].

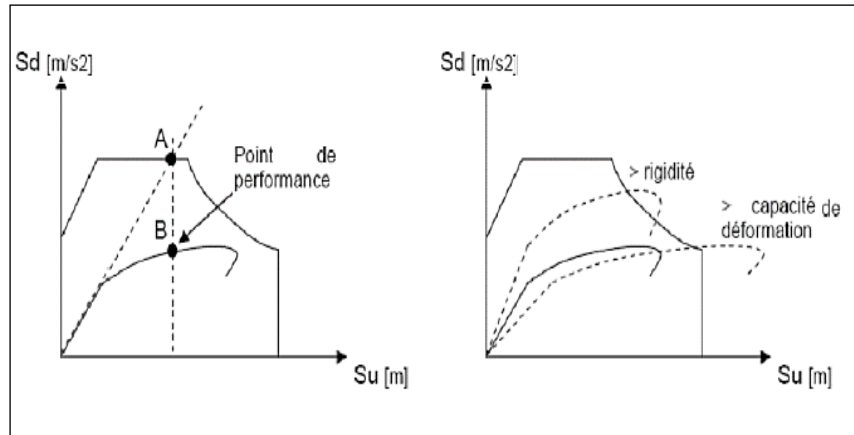


Fig. II.14. Point de performance selon EC 8 et principe d'évaluation de la courbe de capacité [24].

II.1.10.6.1. Les Critère de la performance

a) Critère de rigidité

Pour des raisons économiques, le contrôle de l'endommagement à travers la vérification de rigidité structurelle est devenu un critère incontournable. Pour l'endommagement structurel le Déplacement global (en tête) de la structure peut fournir une bonne indication, mais ne peut adéquatement refléter l'endommagement des éléments non structuraux, qui dépend Essentiellement du déplacement relatif entre 2 étages, La rigidité requise dépend essentiellement du type de séisme (far-Field et Near-fiel régions) et du type de structure. La rigidité disponible (Emmagasinée) dépend :

- des déformations limitent des éléments non structuraux.
- un endommagement mineur où les fissures 0.2-1mm n'affectent significativement pas le Service et la réparation est facilement exécutable.
- Un endommagement important où les fissures 1-2mm, n'affecte pas la sécurité des éléments mais la réparation devient coûteuse.
- Un endommagement très important avec de larges fissures dépassant les 2mm, conduisant à la Ruine partielle ou totale des éléments.

- désolidarisation des éléments non structuraux de la structure porteuse La conception parasismique moderne est favorable au fait de désolidariser les remplissages afin de les isoler vis-à-vis des déformations structurelles [24].

b) Critère de résistance

Le critère de résistance est traditionnellement introduit comme un but primordial dans le dimensionnement parasismique ; la structure doit donc satisfaire ce critère à travers la relation suivante : $R_d \leq R_c$; R_d : capacité de Résistance Les 2 termes de l'équation sont déterminés respectivement à partir de l'action sismique et la configuration

Structurelle. La demande de résistance peut être déterminée en utilisant plusieurs méthodes, et elle dépend du :

- type de séisme, se référant à son intensité, durée, période etc...
- type de structure.
- Spectre de dimensionnement, tiré du spectre élastique en utilisant le facteur de réduction de Force R.

Les étapes nécessaires pour déterminer la capacité de résistance sont comme suit :

- établir un mécanisme favorisant la rotulation au niveau des poutres reconnu comme le mécanisme le moins exigeant si la notion de ductilité est considérée en respectant l'approche poteau fort - poutre faible.
- identifier les sections critiques ou dissipatives d'énergie, leur fournir le ferrailage nécessaire de résistance et de confinement afin de leur conférer l'aptitude ductile requise.
- dimensionner les régions préalablement conçues comme élastiques de façon à éviter la migration accidentelle des déformations plastique [24].

c) critère de ductilité

On entend par ductilité dans la conception structurelle, la capacité d'une structure de supporter De larges déformations dans le domaine post-élastique sans jamais enregistrer une réduction Substantielle de résistance. Plusieurs règlements exigent à ce que ces structures aient la capacité de résistance garantissant le niveau de demande de ductilité résultant. Pour les portiques auto stables, la plastification préférée est celle causée par un comportement flexionnel que celles.

Causées par l'action de l'effort tranchant ou d'adhérence qui sont à éviter, vu qu'elles conduisent à une réduction substantielle de la dissipation d'énergie. Les récents développements dans la conception parasismique incluent le fait de doter la structure d'une ductilité suffisante comme il est recommandé pour la rigidité et la résistance. Pour ce, une méthodologie claire et cohérente pour le contrôle direct de ductilité doit être développée [24].

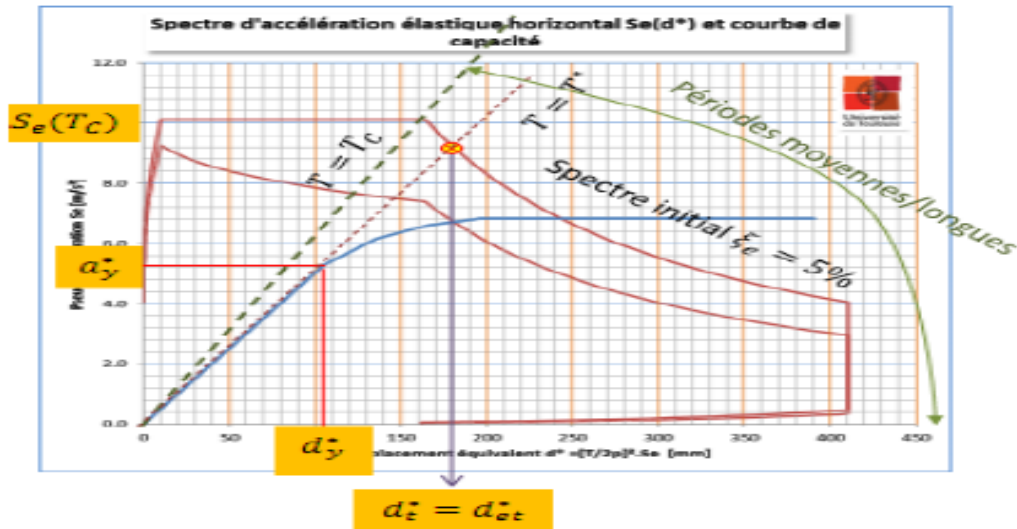


Fig. II.15. Point performance [24].

II.1.10.6.2. L'utilisation du point de la performance

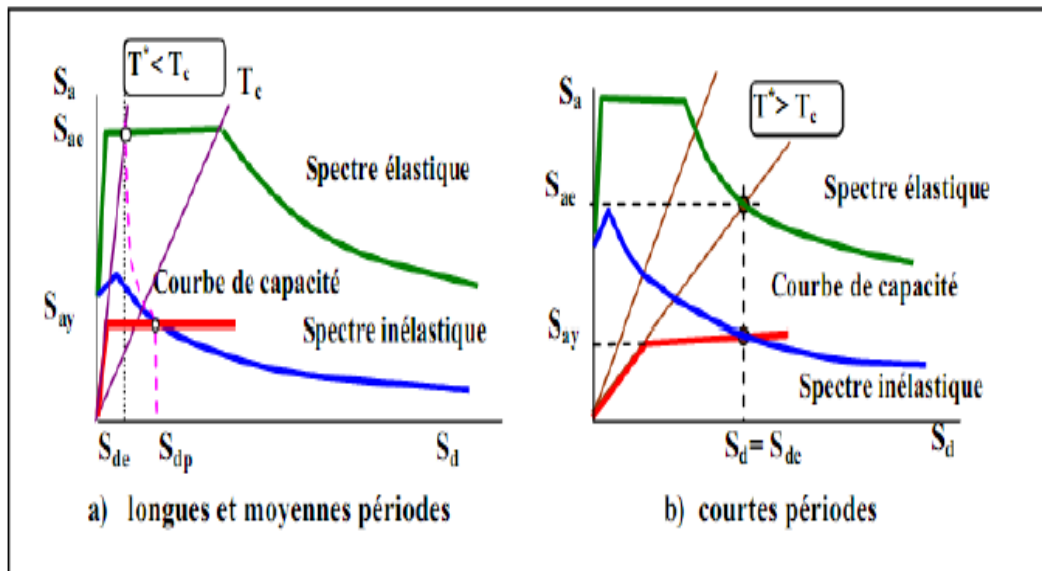
L'indice de dommages est $D_i = \frac{\delta_m - \delta_y}{\delta_u - \delta_y}$ [24]

Où

δ_m : est le déplacement maximum dans la zone non linéaire (point de performance) ;

δ_u : est le déplacement ultime (ruine totale) ;

δ_y : est le déplacement correspondant au seuil de plastification

Fig. II.16. Courbe de capacité représentée dans le plan (S_a - S_d) [24].

II.2. Coefficient de comportement

II.2.1. Introduction

On peut concevoir une structure pour qu'elle résiste à un séisme donné sans avoir de dommages en absorbant l'énergie sismique par un comportement élastique, mais une pareille conception ne serait pas économique, ni même réaliste, en raison du très haut niveau de sécurité de la structure pour une probabilité d'occurrence très faible d'un tel phénomène (10 % en 50 ans selon la réglementation). Il est donc plus raisonnable et plus économique d'admettre un risque de dommages qui peuvent être contrôlés et réparés, sans provoquer l'effondrement de la structure. Par conséquent, la structure doit être dotée d'une capacité à se déformer de façon ductile en dépassant sa limite d'élasticité sans subir de perte importante de résistance, ce qui permet d'absorber une grande quantité d'énergie par le comportement inélastique de certains membrures de la structure sans trop de dommages. De ce fait, les déformations inélastiques peuvent être plus importantes que les déformations élastiques, tandis que la force de calcul sismique de la structure est plus limitée que dans le cas d'un comportement élastique.

Dans le but de faciliter la prise en compte des différentes non-linéarités par l'ingénieur concepteur, la majorité des réglementations modernes (règles françaises PS92, règles européennes EC8, RPS2000, règles américaines, etc.) ont recommandé de réduire les forces résultant d'un comportement élastique linéaire par un coefficient appelé : "coefficient de comportement".

II.2.2. Définition

Le coefficient de comportement est un facteur apporté par les règlements parasismiques pour réduire les forces élastiques résultant d'une analyse élastique linéaire, afin de prendre en compte la dissipation de l'énergie pendant le tremblement de terre. Ce coefficient de comportement prend en compte la capacité dissipative hystérétique globale de la structure, permettant de relier sa conception à un niveau de comportement élastique avec l'introduction de forces sismiques équivalentes d'intensité réduite. Il est défini comme le rapport entre la force latérale élastique maximale (V_e) et la force latérale inélastique de conception (V_d).

Il est déterminé par la formule suivante :

$$R = V_e / V_d \dots \dots \dots (II.26) [2]$$

L'évaluation du facteur de comportement est généralement relativement arbitraire ; en outre, la conversion entre la ductilité prévue et le coefficient de comportement est souvent réalisée sur la base de l'hypothèse d'un comportement élastique parfaitement plastique du bâtiment [18].

II.2.3. Paramètres du coefficient de comportement

Durant le milieu des années 80 du 20^e siècle, les résultats d'un programme de recherche expérimentale à l'Université de Berkley en Californie ont été utilisés pour tracer des courbes force-déplacement afin de déterminer la formulation du coefficient de comportement. Ils ont suggéré que le coefficient de comportement est la multiplication de 3 facteurs : la prise en compte de la réserve de résistance, de la ductilité et de l'amortissement :

$$R = R_\mu R_S R_\epsilon \dots \dots \dots (II.27) [2]$$

Où :

R_μ : est le facteur de ductilité ;

R_S : est le facteur de sur-résistance ;

R_ϵ : est le facteur d'amortissement ;

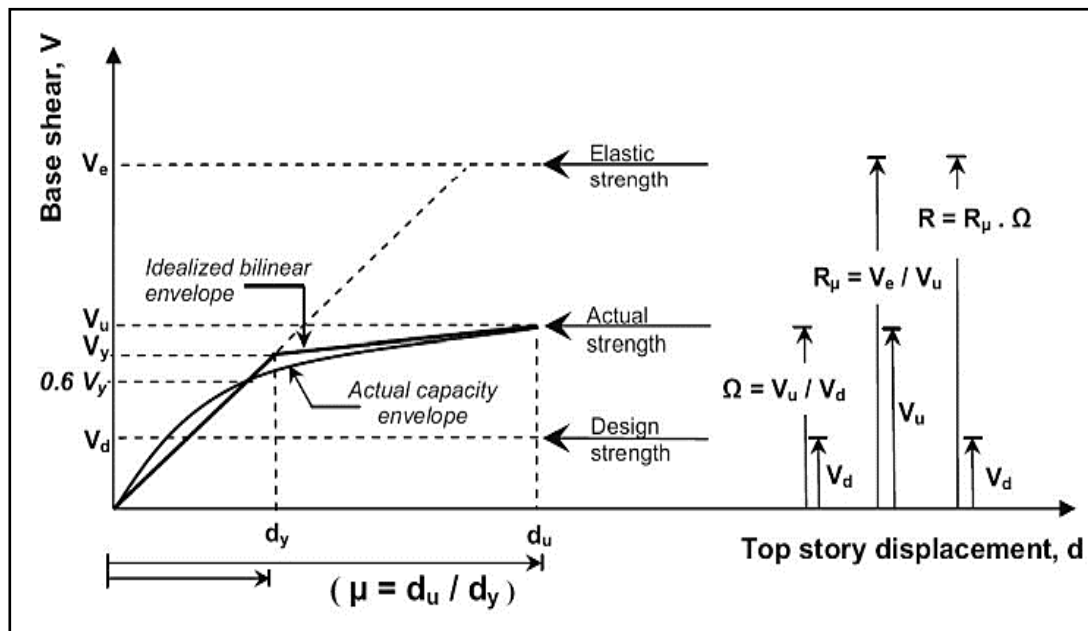


Fig. II.17. Évaluation de facteur de comportement R [19].

II.2.3.1. Facteur de ductilité R_μ

Le facteur de ductilité est une mesure de la réponse inélastique globale de la structure et est formulé comme une fonction de la ductilité. Les relations proposées dans la littérature sont fondées sur des études de systèmes à un seul degré de liberté (SDOF) exposés à différents mouvements de terrain [19].

Nous introduisons les différentes méthodes basées sur la ductilité.

II.2.3.1.1. Méthodes basées sur la ductilité

II.2.3.1.1.1. Méthode de Newmark et Hall

La méthode de Newmark et Hall est la plus simple de toutes les méthodes, le facteur de ductilité est en fonction de la période de vibration de l'oscillateur et de sa ductilité.

Dans les hautes fréquences ($f > 33$ HZ), c'est-à-dire quand la période T de la structure est inférieure ou égale à 0.03s, le principe d'égalité des accélérations est applicable, autrement dit :

$$R_\mu = 1 \text{ Si } T < 0,03 \text{ S (II.28) [16]}$$

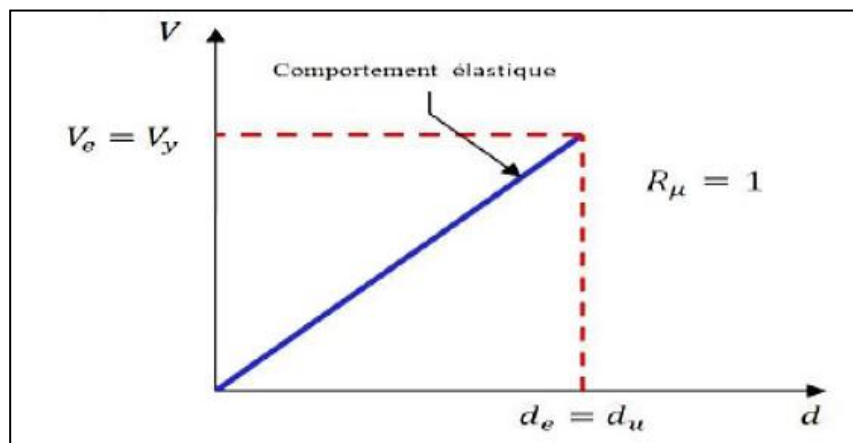


Fig. II.18. Principe d'égalité des accélérations. [16]

Dans les moyennes fréquences ($2 \text{ HZ} < f < 8 \text{ HZ}$), c'est-à-dire quand les périodes sont comprises entre 0.2s et 0.5s, le principe d'égalité des énergies est applicable, en d'autres termes :

$$R_\mu = \sqrt{2\mu - 1} \text{ Si } 0,2\text{s} < T < 0,5\text{s} \dots\dots \text{(II.29) [16]}$$

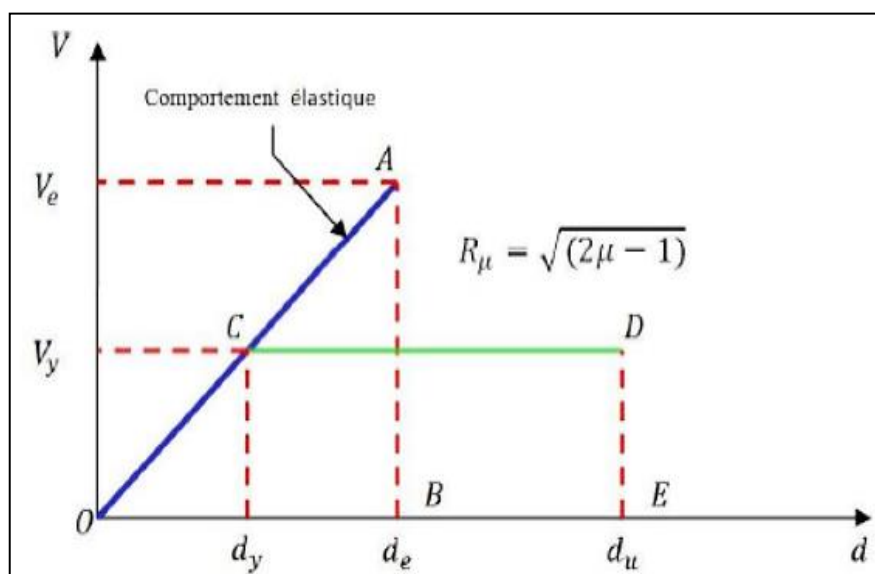


Fig. II.19. Principe d'égalité des énergies. [16]

Dans les basses fréquences ($f < 2$ Hz), c'est-à-dire quand les périodes sont supérieures à 0.5s, on applique le principe d'égalité des déplacements, ce qui donne :

$$R_\mu = \mu \quad \text{Si } T > 0,5s \dots\dots\dots (\text{II.30}) [16]$$

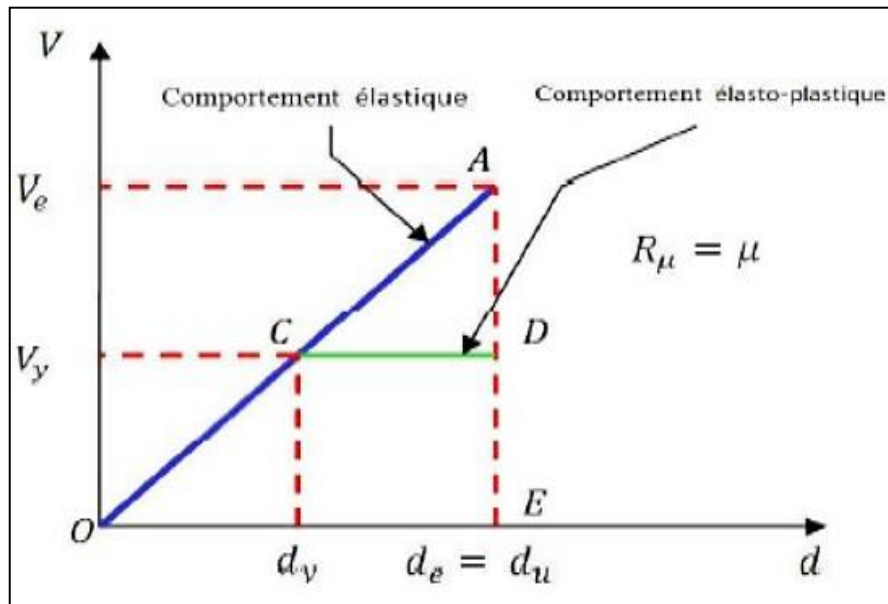


Fig. II.20. Principe d'égalité des déplacements. [16]

Avec :

$\mu = \frac{\delta e}{\delta u}$ Ductilité du matériau, qui pour le béton armé provient de la plastification de l'acier en traction et par déformation plastique du béton comprimé. (δe : Déplacement élastique et δu : Déplacement ultime).

II.2.3.1.1.2.Méthode de Krawinkler et Nassar

Cette méthode repose sur la réponse d'un système à un seul degré de liberté ayant un comportement élastique-plastique avec écrouissage. Le facteur de ductilité est indiqué par l'expression suivante [20] :

$$R_\mu = (1 + C (\mu - 1))^{1/C} \dots\dots\dots (\text{II.31}) [16]$$

Avec :

$$C(T, \alpha) = \frac{T_\alpha}{1} + T a + \frac{b}{T} \dots\dots\dots (\text{II.32}) [16]$$

α : est la pente post-élastique, elle est égale au rapport entre la rigidité plastique et la rigidité élastique.

a et b : sont des paramètres de régression qui dépendent de α ; ces valeurs de a et b sont regroupées dans le (Tableau .II.1).

Tableau II.1. Valeurs des paramètres a et b

Rigidité post-élastique α en (%)	Paramètres de régression	
	a	b
0	1	0,42
2	1	0,37
10	0,8	0,29

II.2.3.1.1.3. Méthode de Fajfar et Vidic.

Ils ont proposé une autre formulation, Le résultat final est deux équations qui relient le facteur de ductilité à la ductilité et à la période de la structure [21] :

$$R_{\mu} = 1 - (\mu - 1)T/T_0 \quad \text{Si } T \leq T_0 \dots \dots \dots (\text{II.33}) [21]$$

$$R_{\mu} = \mu \quad \text{Si } T \geq T_0 \dots \dots \dots (\text{II.34}) [21]$$

T : la période fondamentale de la structure.

T_0 : la période caractéristique du sol définie à la fin du palier du spectre de réponse.

μ : Ductilité,

R_{μ} : Coefficient de comportement.

II.2.3.1.1.4. Méthode de Giuffre et Giannini

Pour cette méthode, le facteur de ductilité est calculé sur la base d'expressions approximatives exprimées en fonction de la période de la structure et de la ductilité. En fonction de la ductilité, on distingue deux cas [20] :

$$R_{\mu} = \begin{cases} 1 + (\mu - 1)^{0,87 - 0,05T} \dots \dots \dots (\text{II. 35}) \\ 1 + 2(R_{\mu 0} - 1) \frac{T}{T_0} \left(1 - 0,5 \frac{T}{T_0}\right) \dots \dots \dots (\text{II. 36}) \end{cases} [16]$$

Avec :

T_0 : la période de transition.

$R_{\mu 0}$: La valeur De R_{μ} pour $T = T_0$ en remplaçant T par T_0 dans la première formule.

II.2.4. Valeurs du coefficient de comportement pour les structures en B.A selon les règlements internationaux

II.2.4.1. Règlement parasismique algérien (RPA)

Les valeurs du coefficient de comportement sont données dans le tableau (**Tableau II.2**) Pour les différents systèmes de contreventement.

Tableau II.2. Valeurs du coefficient de comportement dans le RPA [25].

Catégorie	Description du système de contreventement	Valeur de R
1a	Portiques auto-stables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques auto-stables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3.5
3	Noyau	3.5
4a	Mixte portiques /voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

II.2.4.2. Règlement américain UBC-97 (Uniform buildings Code)

L'UBC introduit des valeurs de coefficient de comportement pour système construits en B.A qui sont regroupées dans le (**Tableau II.3**).

Tableau II.3. Valeurs du coefficient de comportement des structures en B.A dans l'UBC [26].

Système structurel	Description du système de contreventement	Value of R
Système à voiles	Voiles	4,5
porteurs	Portiques contreventés où les voiles reprennent la totalité des charges verticales	2,8
Système de portiques	voile	5,5
	Portiques à contreventement ordinaire	5,6
Système de portique résistant au moment	portique spécial	8,5
	portique intermédiaire en béton	5,5
	portique ordinaire	3,5
Système portique-voile avec interaction	béton	5,5
Système à contreventement	voiles (Concrete with SMRF)	8,5
	voiles (Concrete with steel OMRF)	4,2
	Voiles (Concrete with concrete IMRF)	6,5
	Portique à contreventement ordinaire (Concrete with concrete SMRF)	6,5
	Portique à contreventement ordinaire (Concrete with concrete IMRF)	4,2

II.2.5. Systèmes de Contreventement

II.2.5.1. Généralité

Les bâtiments sont soumis à des charges horizontales lors d'un tremblement de terre. Ces charges doivent être transférées des éléments structuraux du bâtiment vers la fondation (structures auto-stabilisantes et déportées). Des dispositifs spéciaux (par exemple des dispositifs anti-étranglement ou des systèmes articulés) sont utilisés pour contrôler la descente horizontale des charges. La résistance de la structure est à la fois horizontale (membrane) et verticale (plan de stabilité) et doit être dimensionnée en fonction de l'accélération attendue. Son efficacité dépend non seulement de l'efficacité globale de sa mise en œuvre, mais aussi de la qualité du lien entre structure et mesures. La violation de la planification horizontale permet la distribution

et la transmission des actions horizontales causées par les éléments verticaux de l'appareil. Chaque marche, y compris la cuvette des toilettes, doit être "déformable" ou "déformable". Les éléments de résistance verticale ou « palettes stabilisatrices » doivent être conçus pour résister aux charges horizontales à chaque niveau du bâtiment et assurer le transfert des charges dynamiques à la fondation. Dans la section suivante, nous concentrerons davantage sur les structures auto-stabilisantes [18].

II.2.5.2. définition

C'est l'ensemble des éléments de construction garantissant la rigidité et la stabilité par rapport aux forces horizontales générées par le vent, les séismes, les inondations, les chocs, etc...[8].

Deux types sont possibles :

- a) **Structures auto stables** : les charges horizontales dynamiques sont supportées par les mêmes éléments structurels que les charges verticales statiques (murs, coques, treillis tridimensionnels, portiques croisés...)
- b) **Structures contreventées** : Les descentes horizontales sont traitées par des dispositifs Spéciaux (contreventements triangulés par exemple...).

II.2.5.3. Principes de conception parasismique des bâtiments

Les choix retenus par le concepteur avant l'application des règles parasismiques ont une influence décisive sur le comportement de la structure lors d'un tremblement de terre. L'expérience acquise a permis de définir les propriétés fondamentales d'une structure qui favorisent un bon comportement sismique.

a) Simplicité de forme en plan

Une forme simple et compacte (rectangulaire) est favorable à l'action sismique. En revanche, les formes complexes (en T, en L, en X, etc.) entraînent des rigidités latérales différentes, ainsi qu'un comportement oscillatoire différentiel entre les différentes parties. Il s'ensuit des concentrations de contraintes, souvent à des angles rentrants, qui sont très préjudiciables à la structure.

➤ Régularité en plan selon (RPA99/2003)

- Le bâtiment doit présenter une configuration présenter configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

- A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
- Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan (diaphragme). Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

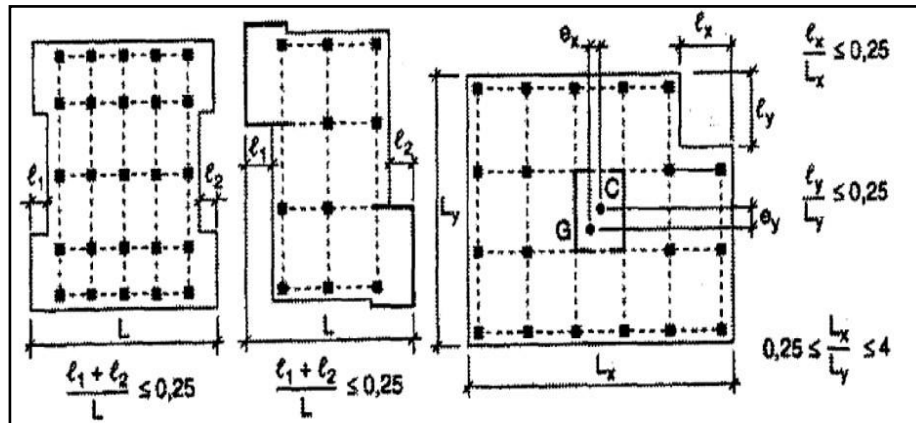


Fig. II.21. Limite des décrochements en plan [25].

b) Simplicité de forme en élévation

Les bâtiments comportant des variations géométriques importantes en élévation (parties saillantes ou en retrait) réagissent généralement mal à l'action d'un tremblement de terre par rapport à ceux dont les dimensions varient peu ou pas du tout sur leur hauteur. Ceci est dû aux concentrations de contraintes qui apparaissent à la jonction entre des parties de dimensions différentes. Naturellement, la sensibilité à ce phénomène augmente avec la taille des évidements ou des encorbellements.

c) Régularité des raideurs en élévation

Un écart important de la rigidité des plans de stabilité sur la hauteur du bâtiment est préjudiciable à sa résistance sismique. Cela conduit à une concentration des contraintes au niveau des joints entre les différentes parties. Ceci est généralement le cas pour les niveaux où des transparences ont été posées,

Une répartition homogène de la rigidité et de la masse sur la hauteur de la structure est en revanche un gage de bon comportement sismique : cela privilégie la déformation globale de la structure et réduit le risque de déplacements différentiels importants.

Système de contreventement uniforme "chaque niveau avec un système de contreventement".

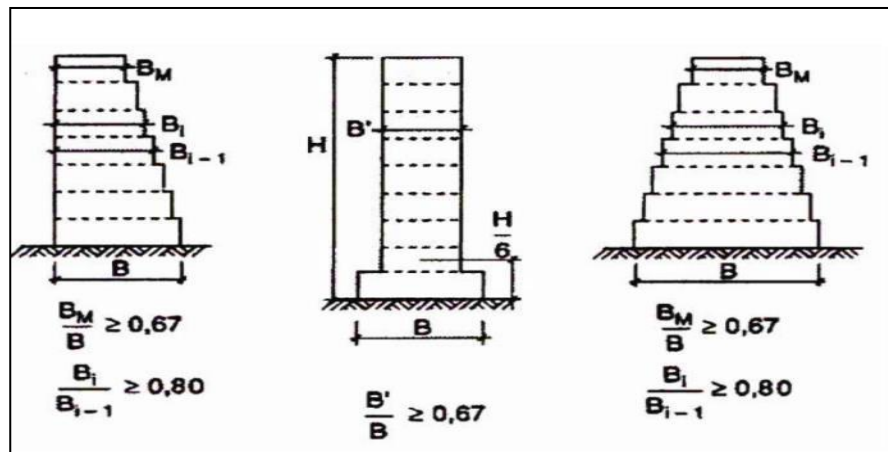


Fig. II.22. Limites des décrochements en élévation [25].

II.2.5.4. Classification des systèmes de contreventement selon RPA 99/20003

Cette classification prend en compte la fiabilité et la capacité de dissipation d'énergie du système structurel et, en fonction de la composition du matériau, de la structure, de la possibilité de redistribution des forces au sein de la structure et de la déformabilité des composants individuels, le coefficient de comportement correspondant R. Une valeur numérique est définie. Les systèmes de contreventement retenus dans les présentes règles sont classés selon les catégories suivantes [25] :

➤ Structures en béton armé

a) Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide

C'est une ossature à portage parfait qui répond à toutes les sollicitations par chargement vertical et horizontal. Dans cette catégorie, le matériau de remplissage ne doit pas provoquer de déformation du portique (fermeture non agglomérant ou légère sans joints pouvant entraîner un déplacement du portique). Les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser 5 niveaux ou 17 mètres en Zone I, 4 niveaux ou 14 mètres en Zone II_a et 3 niveaux ou 11 mètres en Zone II_b et III.

b) Portiques auto stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide

C'est une ossature constituée uniquement de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales.

Les conditions de ce système sont :

- 05 niveaux ou 17 m en zone I.
- 04 niveaux ou 14 m en zone II_a. 03 niveaux ou 11 m en zone II_b.
- 02 niveaux ou 8 m en zone III.

c) Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé

Les systèmes se composent uniquement de voiles ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas, les voiles retiennent plus de 20 % de la demande en raison des coûts verticaux. Selon cette théorie, seuls les oiseaux effectuent une parade nuptiale horizontale.

d) Structure à ossature en béton armé contreventée entièrement par noyau en béton armé

Dans ce cas, le bâtiment est complètement enfermé dans un noyau en béton armé dur qui absorbe toutes les forces horizontales.

e) Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles

En raison des charges verticales, l'autre voiles doit accepter au moins 20 % de la demande. Les charges horizontales sont supportées conjointement par les poutres et les ouvertures proportionnellement aux exigences posées par leurs raideurs respectives et leurs interactions à chaque niveau. Outre les exigences liées aux péages verticaux, les ports doivent assumer au moins 25 % de l'effort de remontée.

f) Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé

Dans ce cas, retiendra au moins 20 % des appels associés aux tarifs verticaux et tous les appels aux tarifs horizontaux. On pense que les seules redevances détenues par les ports sont les redevances verticales. Cependant, dans la zone sismique III, il est possible de tester le port avec une force horizontale qui représente 25 % de la force horizontale totale. La hauteur maximale des bâtiments avec ce système de contre-mesure est de 10 niveaux ou 33 mètres.

g) Murs et voiles de contreventement (RPA 99/2003)

Car les poutres en béton armé, outre leur capacité à absorber les charges verticales, sont de plus en plus utilisées dans la construction d'ouvrages dans des zones à forte activité sismique. En effet, il est plus durable contre les charges latérales causées par les tremblements de terre. Les principaux avantages de l'utilisation de bateaux, qui ont un impact significatif sur la sécurité des chantiers de construction dans les zones à forte activité sismique, peuvent être résumés ci-dessous.

- Augmentation de la rigidité de l'ouvrage.
- Diminution des effets du second ordre à cause de déplacements relativement faibles.

II.2.5.5. Types de contreventement

Pour les structures construites de manière parasite, la convention doit toujours inclure deux familles de composants pour assurer la stabilité structurelle dans les directions horizontale et verticale [8].

- Contreventement horizontal (diaphragme).
- Contreventement vertical (portiques, murs, etc....).

II.2.5.5.1. Contreventement Horizontal (diaphragme)

L'équilibre horizontal est généralement atteint grâce à un placement créatif au niveau des carreaux et des planches. Ceci est assuré par le développement de membranes ou le fonctionnement d'éoliennes (généralement par triangulation).

Diaphragme : Si la plaque est si rigide qu'on peut supposer qu'elle ne se déforme pas sous l'influence des forces horizontales (agissant dans le plan de la plaque), alors la simplification est que ces forces sont réparties entre les éléments résistants comme on peut faire une hypothèse. Leur vol. C'est ce qu'on appelle l'effet de membrane.

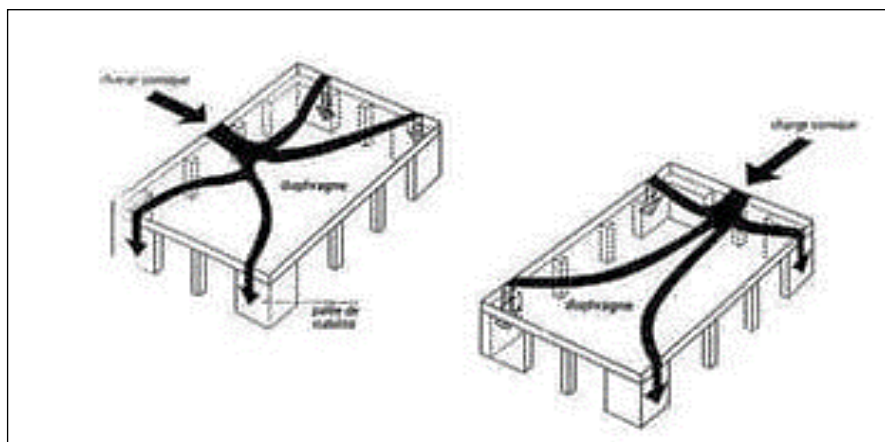


Fig. II.23. Contreventement Horizontal (Diaphragme).

a) Diaphragme rigide

Il se caractérise par sa capacité à maintenir une phase élastique et à se comporter comme une poutre horizontale. Une membrane rigide fait bouger chaque élément vertical dans la même direction en haut, appliquant une pression uniforme sur chaque palais stabilisateur.

Si le pare est déchiré, les frais seront automatiquement répartis entre d'autres.

b) Diaphragme flexible

N'a pas un comportement dynamique continu des éléments verticaux (pas seulement les piquets mais aussi les nids de poule) et chaque élément reçoit une charge proportionnelle au plan de la plaque sur laquelle il repose.

II.2.5.5.2. Contreventement Vertical



Fig.II.24. séisme du 21 Mai 2003 de Boumerdès .

L'absence de contreventement vertical parmi les principaux facteurs de ruine en cas de séisme. Le contreventement vertical devrait répondre à des critères spécifiques (plus de détail voire Emplacement des voiles dans les structures) tels que :

- Leur nombre
- Leur disposition
- Leur distribution verticale

➤ Les éléments d'un contreventement vertical

Peuvent être classées en trois catégories : portiques, palées triangulées et panneaux rigides.

a) Portiques

1. Portiques (cadres rigides) : La structure fortement liée de Poteau et Poutre.

b) Les panneaux

- **Les panneaux de contreventement vertical :** ou "stabilité" paris" résiste à la pression horizontale prévue et garantit que les charges dynamiques s'enfoncent dans la fondation.
- **Panneaux rigides :** Murs de briques, ponts en béton ou en briques, etc. Les éléments de nivellement résultants sont plus stricts que les éléments des autres catégories. Leur efficacité ne doit pas être affectée par la crevaisson.

c) Triangulé

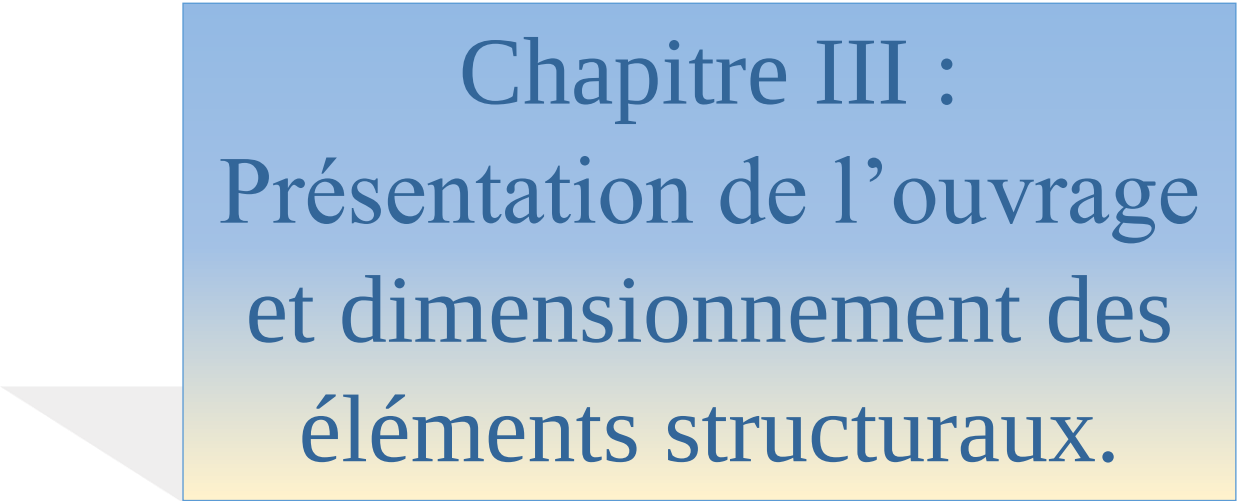
- **Palée triangulée :** Ce système de treillis est conçu comme un contrepoids vertical à mouvement horizontal et ses composants (tiges, diagonales, etc.) sont principalement soumis à des efforts axiaux.

d) Noyau de stabilité

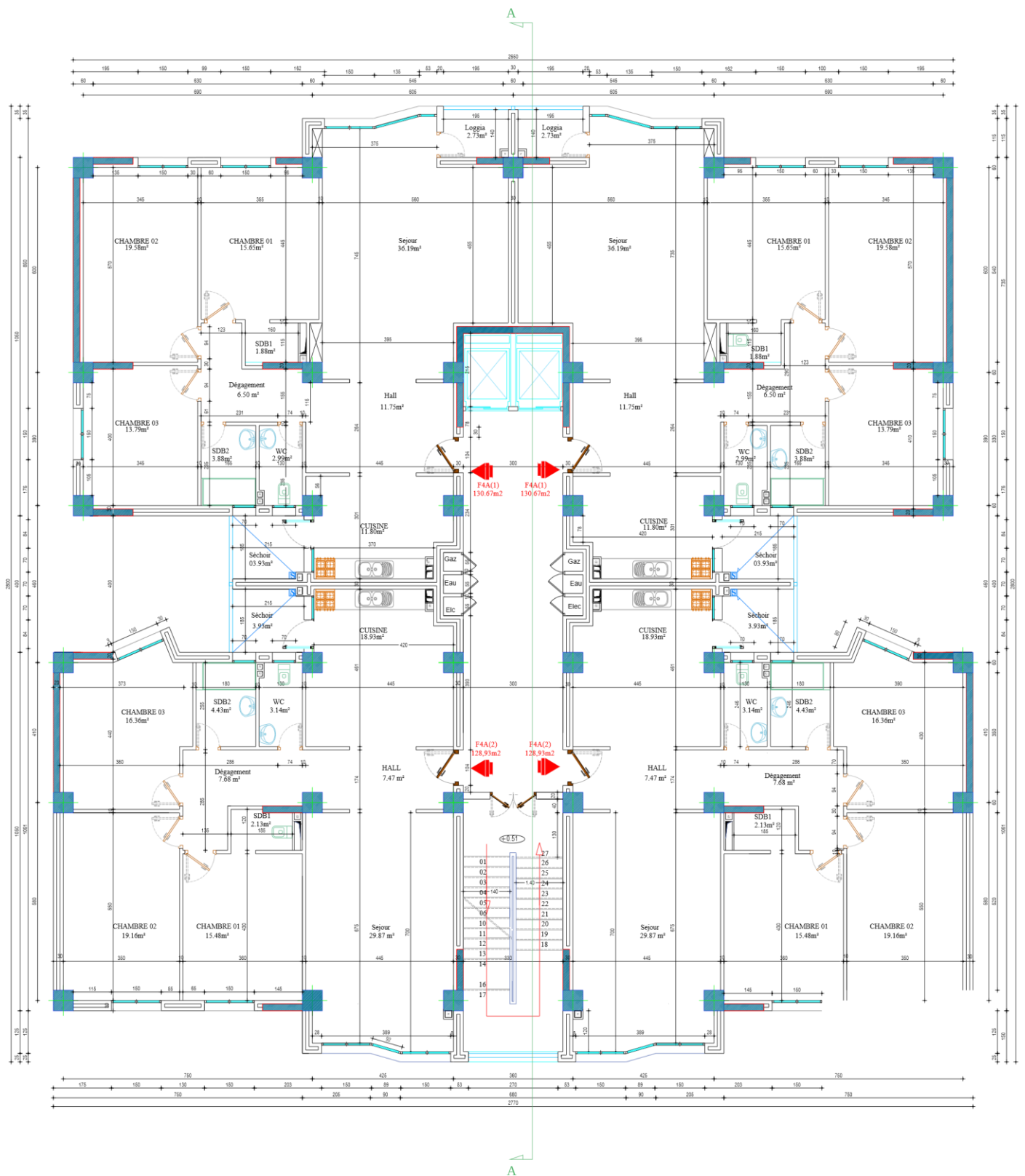
Ce groupe se retrouve le plus souvent dans les zones de circulation verticale (escaliers de secours et systèmes d'ascenseurs). La stabilité dans les bâtiments résidentiels et commerciaux est souvent assurée par une structure centrale de poutres et de planches verticales en béton armé disposées selon des structures de plancher orthogonales.

e) Solution mixtes

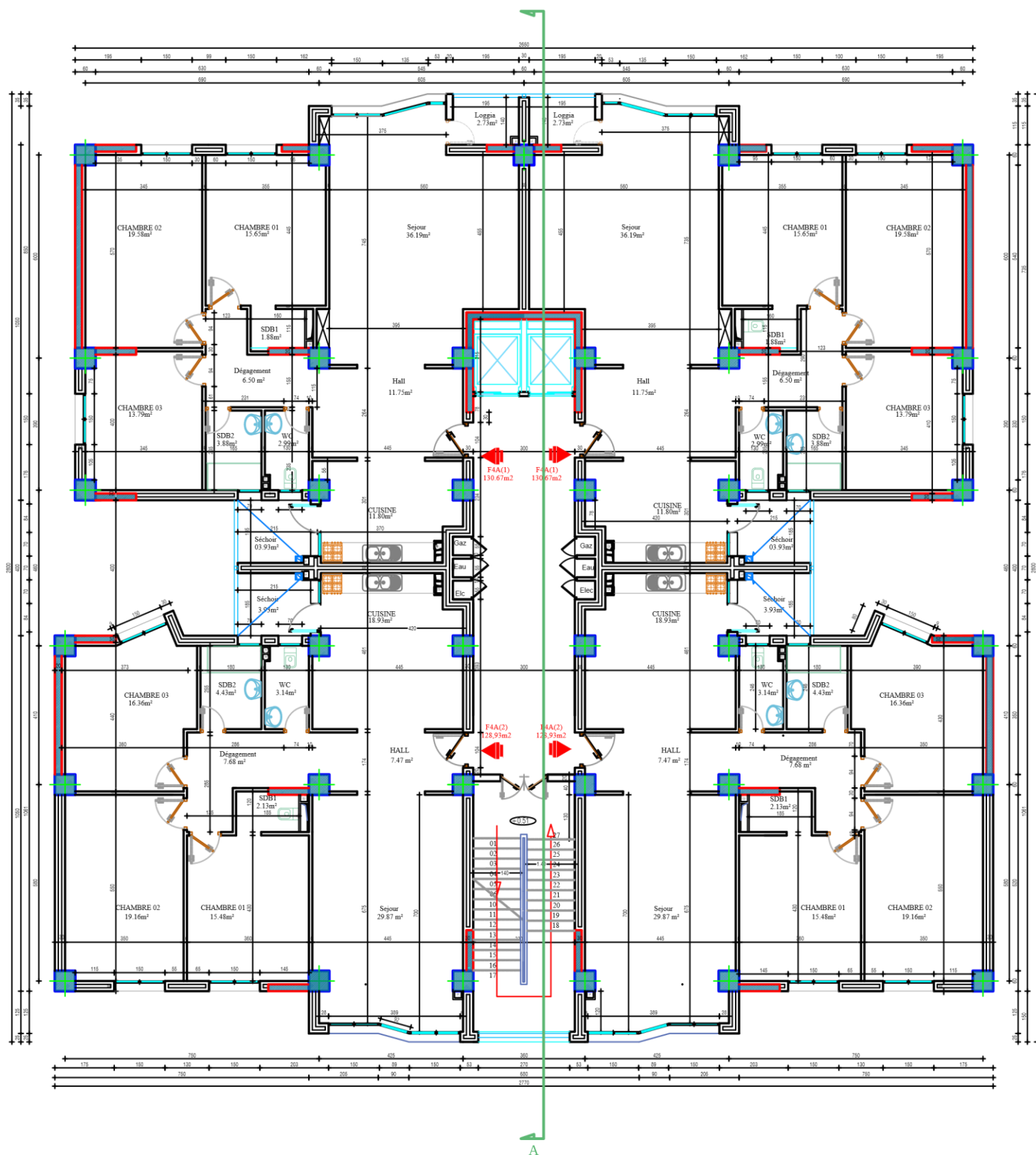
Un contreventement mixte est une combinaison de deux types de contreventement sélectionné parmi les contreparties précédemment définies. Il se compose d'un portique ou d'un cadre ductile auto-stabilisant monté sur une plaque triangulaire en X, en V ou en V. L'enjeu principal est donc de déterminer comment les efforts horizontaux sont répartis entre les différentes plaques de résistance. La déformabilité des plaques de résistance varie considérablement selon la taille et la configuration.



Chapitre III : Présentation de l'ouvrage et dimensionnement des éléments structuraux.

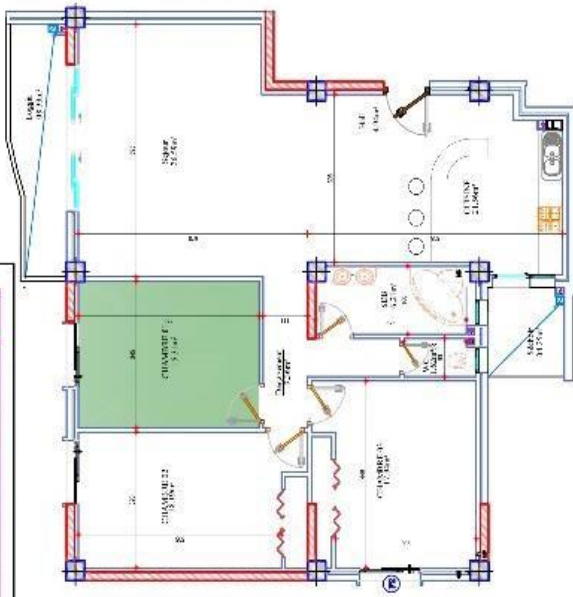


PLAN DU RDC(+0.00)



PLAN D'étage (+3.06)

CELLULE TYPE F4 (01)



CELLULE TYPE F4 (02)

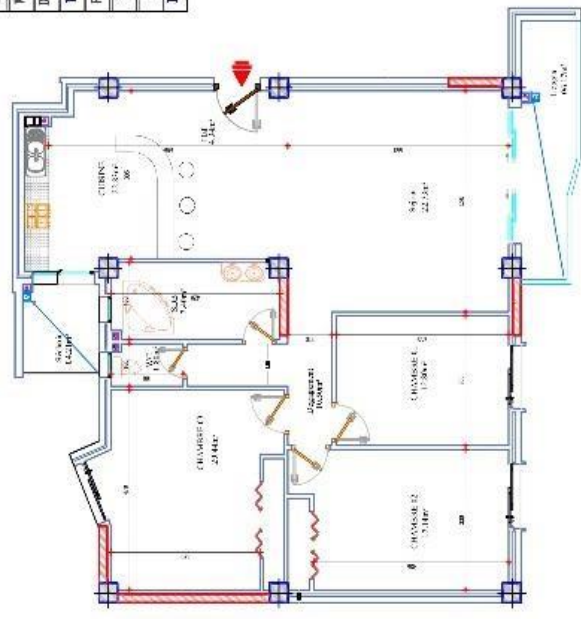
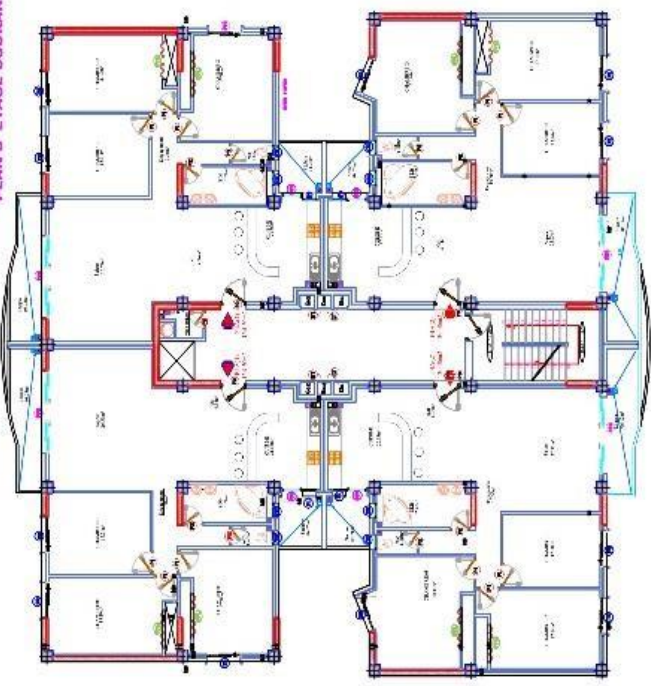


TABLEAU DE SURFACES		
TYPE DE CELLULE	F4a	F4b
DESCRIPTION		
HALL	9.55m²	7.20m²
SALON	27.50m²	27.20m²
CHAMBRE1	11.70m²	11.00m²
CHAMBRE2	11.70m²	10.80m²
CHAMBRE3	17.00m²	18.75m²
CUISINE	20.15m²	16.65m²
SALLE DE BAIN	6.00m²	7.15m²
R.C	1.55m²	1.75m²
DECOUPEMENT	6.00m²	8.50m²
NTM, ENTREE	110.20m²	117.80m²
BASCINIER	2.50m²	2.80m²
SERVOISSE	3.80m²	3.60m²
LOGIA	7.50m²	5.55m²
TOTAL	189.10m²	192.30m²

PLAN D'ÉTAGE COURANT



FAÇADE PRINCIPALE



Chapitre III : Présentation de l'ouvrage et dimensionnement des éléments structuraux

III.1. Présentation des bâtiments

L'ouvrage étudié est une structure en béton armé de même plan avec deux hauteurs différentes. La première structure se compose de dix niveaux, rez-de-chaussée (RDC) plus neuf étages, et la seconde structure se compose de cinq niveaux, rez-de-chaussée (RDC) plus quatre étages. Les structures sont situées dans la Wilaya de Blida (commune d'Ouled-Yaich), qui est classée comme zone de forte sismicité (Zone III) selon l'édition 2003 du Règlement parasismique algérien RPA 99.

Le **premier bâtiment** se compose de résidences réservées de 10 niveaux, avec 4 logements F4 par étage, reliés verticalement, escaliers et ascenseurs. La terrasse est accessible. La stabilité de la structure est assurée par un système de contreventement composé de voiles porteurs.

Le **deuxième bâtiment** se compose de résidences réservées de 5 niveaux, avec 4 logements F4 par étage, reliés verticalement, escaliers et ascenseurs. La terrasse est accessible. La stabilité de la structure est assurée par un système de contreventement **voiles porteurs**.

III.1.1. Caractéristiques géométriques des bâtiments

a) Caractéristiques géométriques du bâtiment R+4

- Dimensions en élévation :

- Hauteur totale de bâtiment 18,36 m.
- Hauteur du rez-de-chaussée..... 3.06 m.
- Hauteur de l'étage courant 3.06 m.

- Dimensions en plan :

- Longueur totale en plan (suivant X-X').....27,70 m.
- Largueur totale en plan (suivant Y-Y')..... 25 m.

b) Caractéristiques géométriques du bâtiment R+9

- Hauteur totale de bâtiment 33,66 m.
- Hauteur du rez-de-chaussée..... 3.06 m.
- Hauteur de l'étage courant 3.06 m.

- Dimensions en plan :

- Longueur totale en plan (suivant X-X')..... 27,70 m.

- Largeur totale en plan (suivant Y-Y')..... 25 m.

III.1.1.1. Plancher

Nous avons choisi deux types de planchers pour modéliser la structure :

- Plancher à corps creux avec une hauteur totale de 24cm (20+4) selon le DTR B.C22.
- Plancher à dalle pleine pour les balcons d'épaisseur $e = 15$ cm.

III.1.1.2. Maçonnerie

La maçonnerie est exécutée par la brique creuse selon deux types :

- Murs extérieurs : constitués d'une double paroi en briques 10 cm et 15 cm d'épaisseur, séparés par une lame d'air 5cm d'épaisseur.
- Murs intérieurs : constitués d'une paroi en brique creuse de 10 cm.

III.1.1.3. Revêtement

Le revêtement de notre structure se fait par plusieurs matériaux :

- Faïence en céramiques recouvrant les murs dans les salles d'eau et les cuisines.
- Carrelage de 2 cm pour les différents planchers et escaliers.
- Enduit en plâtre de 2 cm pour les cloisons et plafonds.
- Mortier de ciment pour le crépissage des façades extérieures.

III.1.1.4. Escalier

Le bâtiment inclut un seul type d'escalier droit, qui est exécuté en béton armé coulé sur place avec une pailasse porteuse et des paliers intermédiaire qui seront réalisés en dalle pleine.

III.1.1.5. Acrotère

C'est un élément en béton armé qui enferme la terrasse inaccessible avec une hauteur de 60 cm et d'épaisseur de 10 cm.

III.1.1.6. Ascenseur

Le bâtiment admet un ascenseur de RDC au 9^{ème} étage pour la structure R+9 et de RDC au 4^{ème} étage pour le bâtiment R+4, vise à faciliter le déplacement vertical des personnes entre les différents étages.

III.1.1.7. Eléments résistants**1. Eléments résistants du bâtiment R+4****a) Poteaux**

Dans notre cas on a opté des poteaux carrés des sections illustrée dans le tableau (III.1)

Tableau. III.1. Dimensions des poteaux de R+4

Structure R+4	
Niveau	Section (cm²)
RDC	40x40
1^{er}.2^{ème} étage	35x35
3^{ème}.4^{ème} étage	35x35

b) Poutres

L'ensemble des poutres constituant les différents planchers sont :

- Des poutres porteuses.
- Des poutres non porteuses.

Concernant nos structures on a adopté les sections des poutres représenté sur le tableau (III.2) suivant :

Tableau. III.2. Sections de poutres adoptées

terrasse		Etage courant	
élément	Section (cm²)	élément	Section (cm²)
Poutre porteuse	35x55	Poutre porteuse	40x65
Poutre non porteuse	35x40	Poutre non porteuse	40x50

c) Voiles

On a adopté une épaisseur de 20 cm pour les voiles

2. Les éléments résistants du bâtiment R+9**a) Poteaux**

Dans notre cas on a opté des poteaux carrés des sections illustrée dans le tableau (III.3)

Tableau .III.3. Dimensions des poteaux de R+9

Structure R+9	
Niveau	Section (cm ²)
RDC+1 ^{er} étage	60x60
2 ^{ème} .3 ^{ème} .4 ^{ém} étage	55x55
5 ^{ème} .6 ^{ème} étage	45x45
7 ^{ème} .8 ^{ème} .9 ^{ème} étage	35x35

b) Poutres

L'ensemble des poutres constituant les différents planchers sont :

- Des poutres porteuses.
- Des poutres non porteuses.

Concernant nos structures on a adopté les sections des poutres représenté sur le tableau (III.4)

Tableau. III.4. Sections de béton adopté des poutres

Terrasse		Etage courant	
élément	Section (cm ²)	élément	Section (cm ²)
Poutre porteuse	35x55	Poutre porteuse	40x65
Poutre non porteuse	35x40	Poutre non porteuse	40x50

c) Voiles

On a adopté une épaisseur de 20 cm pour les voiles

III.1.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux**III.1.2.1. Béton**

Le béton est un matériau constitué d'un mélange, dans des proportions convenables de ciment, de granulat (sable et gravier), l'eau et certainement des adjuvants.

La composition courante d'un M³ de béton est approximativement la suivante :

- 350 Kg de ciment de type CIM III
- 400 litres de sable D_g > 0.5 mm
- 800 litres de gravillons 3/8, 8 /15 et 15/25
- 175 à 180 litres d'eau de gâchage.

III.1.2.1.1. Propriétés mécaniques du béton

Les propriétés mécaniques du béton sont données par le Tableau(III.5)

Tableau.III.5. Propriétés mécaniques du béton

Résistance à la compression	Résistance à la traction	module d'élasticité		coefficient de poisson
		Instantané	différé	
$j < 28 \text{ jrs} \Rightarrow$ $f_{cj} = 0,685 f_{c28} \log(j+1)$ $j = 28 \text{ jrs} \Rightarrow f_{cj} = f_{c28}$ $j > 28 \text{ jrs} \Rightarrow f_{cj} = 1,1 f_{c28}$ $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$	$F_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$ $F_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$	$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3}$ $E_{ij} = 32164,20 \text{ Mpa}$	$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3}$ $E_{vj} = 10721,40 \text{ Mpa}$	$v = \frac{\frac{\Delta l}{l}}{\frac{\Delta R}{R}}$ à L'ELU $v = 0$ à L'ELS $v = 0,2$

III.1.2.1.2. Contrainte limites de calcul

1- contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U) [25].

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a une ruine dans l'ouvrage (béton fissuré).

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité, tel que

$\gamma_b = 1,5$: cas des situations durables ou transitoires..... $f_{bu} = 14,17 \text{ MPA}$.

$\gamma_b = 1,15$: cas des situations accidentelles..... $f_{bu} = 18,48 \text{ MPA}$.

➤ Diagramme contraintes-déformations du béton

Le béton est défini par un diagramme contraintes – déformations relative dit « Parabole - Rectangle ».

La figure (III.1) ci-dessous représente le Diagramme de contraintes – déformations à L'ELU.

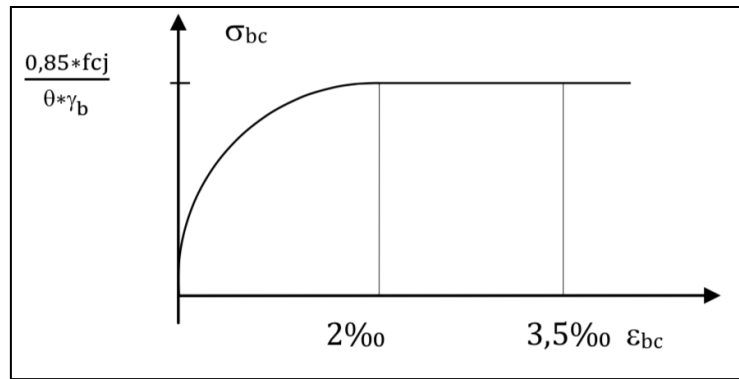


Fig. III.1. Diagramme contraintes – déformations à l'ELU

2- Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S)

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue (béton non fissuré), on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton,
- L'état limite de service d'ouverture des fissures
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par : $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28}$

Pour $f_{c28} = 25$ MPa on trouve : $\sigma_{bc} = 15$ MPa.

La figure (III.2) ci-dessous représente le Diagramme de contraintes – déformations à l'ELS.

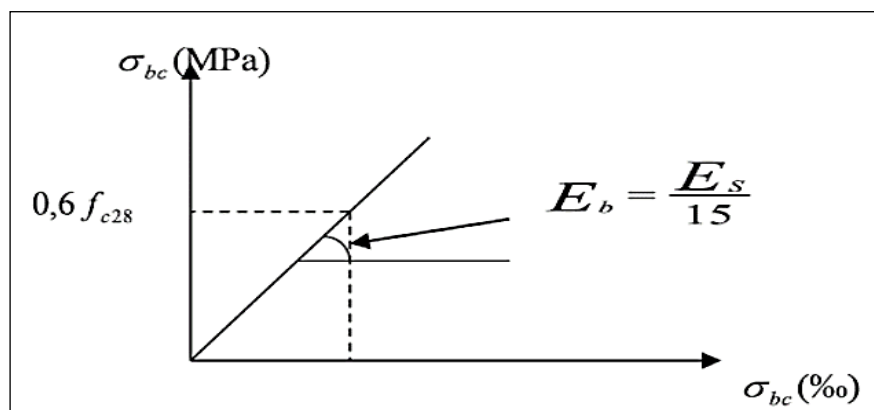


Fig.III.2. Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS

III.1.2.2. Aciers

Afin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les éléments du béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

Les aciers utilisés pour constituer les éléments en béton armé sont donnés dans le Tableau (III.6)

Tableau .III.6. Propriétés mécaniques de l'acier

Types d'acier	Désignation (nuance)	Limites élastiques(Mpa)	Utilisations
Ronds lisses	Fe E22	215	Armatures transversales
	Fe E24	235	
Barre à hautes adhérences	Fe E40/50	400/500	Armatures longitudinales et transversales
Trilles soudés	TLE 520	520	Emplois courant pour plancher et dallage

III.1.2.2.1. Contrainte limite de l'acier

Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U)

La contrainte ultime de l'acier est donnée par la formule suivante : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

La figure (III. 3) ci-dessous indique le diagramme de contraintes –déformations de l'acier à L'ELU.

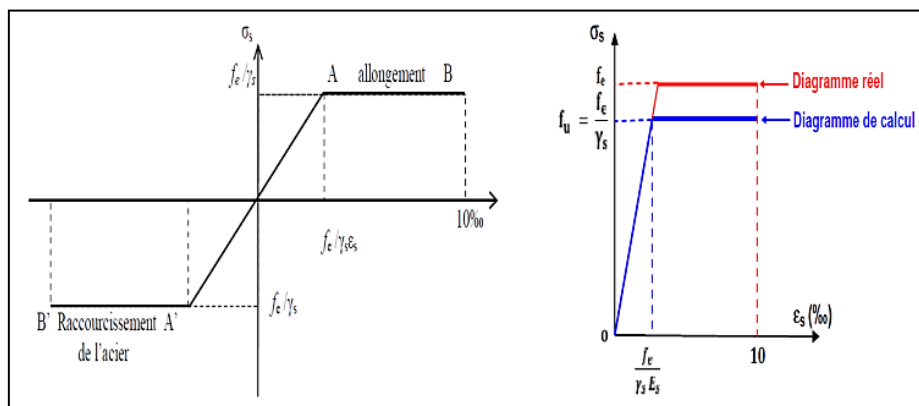


Fig.III.3. Diagramme contraintes –déformations de l'acier à L'ELU

Avec :

f_e : Contrainte limite élastique.

σ_s : contrainte de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

$\gamma_s = 1,15$ cas de situations durables ou transitoires.

$\gamma_s = 1$ pour les cas des situations accidentelles

$$\varepsilon_{es} = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$$

ε_{es} : Déformation relative de l'acier

Pour les aciers FeE400 on a :

$$\varepsilon_{es} = \frac{400}{1,15 \times 2.10^5} = 1,74\text{‰}$$

III.1.2.2.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S)

C'est l'état où on fait des vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriées :

Fissuration peu nuisible : pas de vérification

Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3}f_e; 150\eta)$ (MPa)

Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min(\frac{1}{2}f_e; 110\eta)$ (Mpa)

$\bar{\sigma}_s$: Contraintes admissibles

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1,00$ pour les aciers ronds lisse.

$\eta = 1,60$ pour les aciers à haute adhérence.

c. Le coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté "n" est le rapport de : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

Avec :

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton.

III.1.3. Hypothèses de calcul

Dans la plupart des structures, certaines parties sont soumises à des contraintes de Compression et d'autres à des contraintes de traction. Le béton est un matériau qui résiste bien en compression mais très faible en traction, alors que l'acier y résiste bien à la compression.

D'où l'idée de placer des barres d'acier dans les zones où se créent des efforts de traction menées dans le sens de ces efforts, on pourra donc voir apparaître dans ces zones des microfissures du béton sous l'effet des contraintes de traction mais les aciers éviteront les fissures de s'ouvrir et prendront seuls à leur compte les efforts de traction. Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

III.1.3.1. État limite ultime (ELU)

Les sections planes restent planes après déformation (**Hypothèse de BERNOUILLI**).

- Il n'y a pas de glissement entre le béton et les armatures.

- Le béton tendu est négligé dans le calcul de résistance, à cause de sa faible résistance en traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10 ‰.

III.1.3.1.1. État limite de service (ELS)

A l'état limite de service, les calculs sont faits en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable, les hypothèses sont les suivantes :

- Conservation des sections planes.
- Par convention, le coefficient d'équivalence est $n=15$
- La résistance du béton à la traction est négligeable.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

III.2. Redimensionnement et Descente des Charges

III.2.1 .Introduction

Avant de passer aux calculs, il est nécessaire d'évaluer l'ordre de grandeur des éléments de la structure, pour cela des règlements en vigueur, notamment le « RPA99 version 2003 », mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré-dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

III.2.2. Planchers

III.2.2.1. Pré-dimensionnement

a) Condition de coupe-feu

$e = 07\text{cm}$: pour une (01) heure de coup de feu.

$e = 11\text{cm}$: pour deux (02) heures de coup de feu.

$e = 17,5\text{ cm}$: pour quatre (04) heures de coup de feu.

b) Condition acoustique

Le confort acoustique exige une épaisseur minimale de 16 cm.

c) Condition de résistance à la flexion

$$h_t \geq \frac{\min(l_{x\max}; l_{y\max})}{22,5} = \frac{\min(690; 540)}{22,5} = \frac{540}{22,5} \Rightarrow h_t \geq 24\text{ cm}$$

On adoptera : $h_t = 24\text{cm}$ tel que $h = e + d$

$e = 20$ (hauteur de corps creux). $d = 5\text{ cm} \Rightarrow (20+5)$ selon le DTR B.C22 (Pg 39).

III.2.2.2. Evaluation des charges**a. Plancher terrasse inaccessible**

La terrasse est inaccessible et se compose d'un plancher corps creux recouvert de plusieurs couches de protection sous forme de pentes pour faciliter l'évacuation des eaux de pluie.

Le tableau (III.7) suivant définit la Charge permanente du plancher de la terrasse inaccessible.

Tableau. III.7. Charge permanente du plancher terrasse inaccessible

Désignation	Epaisseur r(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge G(KN/m ²)
-Protection gravillon (15/25) roulé	0,05	20	1
-Etanchéité multicouche	0,04	6	0,24
-papier kraft (2 feuilles)	—	—	0,5
-forme de pente en béton maigre (200 kg/m ³)	0,08	15	1,2
- film par vapeur	0,01	—	0,01
-Isolation thermique (en liège)	0,04	4	0,16
- plancher corps creux (20+4)	0,2+0,04	—	3,2
- enduit en plâtre	0,02	10	0,2
Total			6,51

Surcharge d'exploitation (Q) : 1 KN/m²

b. Plancher terrasse accessible :

Le tableau (III.8) suivant définit la Charge permanente du plancher de la terrasse accessible.

Tableau. III.8. Charge permanente du plancher terrasse accessible

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge G (KN/m ²)
-Carrelage	0,02	22	0,44
- Mortier de pose	0,03	20	0,60
- lit de sable	0,03	18	0,54
- Plancher en corps creux	0,2+0,04	—	3,2
-Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
- Cloisons légers	—	—	1
Total			5,98

Surcharge d'exploitation (Q) : 1,5 KN/m²

c. Plancher étage courant

Le tableau (III.9) suivant définit la Charge permanente du plancher d'étage courant.

Tableau .III.9. Charges permanentes du plancher courant (corps creux).

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge G (KN/m ²)
-Carrelage	0,02	22	0,44
- Mortier de pose	0,03	20	0,60
- lit de sable	0,03	18	0,54
- Plancher en corps creux	0,2+0,04	—	3,2
- Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
- Cloisons légers	—	—	1
Total			5,98

Surcharge d'exploitation (Q) : 1.5 KN/m²

III.2.3. Balcon

On général le balcon est constitué d'une dalle pleine dont l'épaisseur est conditionnée par :

$$e \geq L/10 = 15\text{cm avec } L_{\max} = 1,5\text{m}$$

On prend : **e = 15 cm.**

-Charges permanentes

Le tableau (III.10) suivant indique la Charge permanente du balcon.

Tableau. III.10. Charges permanentes du balcon.

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge G (KN/m ²)
-Carrelage	0,02	22	0,44
- Mortier de pose	0,03	20	0,60
- Dalle pleine	0,15	25	3,25
- Enduit en ciment	0,03	20	0,54
Total			4,83

Surcharge d'exploitation (Q) : 3.5 KN/m²

III.2.4. Poutres

Le pré-dimensionnement de la section transversale de la poutre selon BAEL91 est donné comme suit :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \text{ et } 0.3h \leq b \leq 0.7h$$

Avec :

L : Partie de la plus grande travée dans le sens considéré.

La figure (III.4) suivante schématise les dimensions de la poutre.

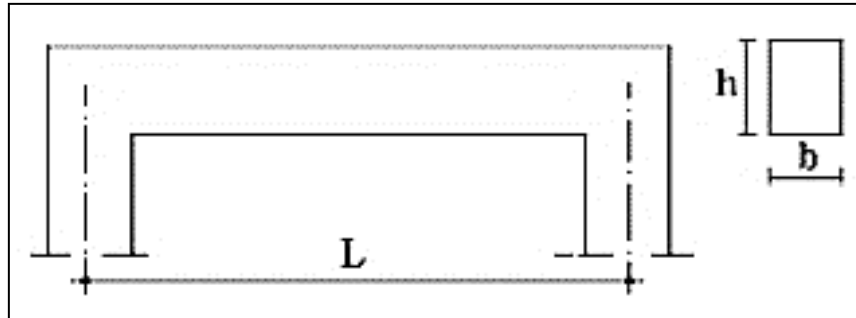


Figure .III.4. Dimensionnement de la poutre

Ou :

b: largeur de la base de la poutre.

h: hauteur totale de la poutre.

L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis.

- **Et les conditions imposées par RPA.99 version 2003 : [Art 7.5.1 Pg51]**

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \\ b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \end{array} \right.$$

➤ **Terrasse**

- Les poutres principales :

$$\frac{590}{15} \leq h \leq \frac{590}{10} \Rightarrow 39,3 \text{ cm} \leq h \leq 59 \text{ cm} \text{ on adopter } \mathbf{h = 55 \text{ cm}}$$

✓ **Vérification selon le RPA 99 /Version 2003 (Zone sismique III)**

$$h = 55 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots \text{ CV}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 16,5 \leq b \leq 38,5 \text{ cm} \text{ on adopter } \mathbf{b = 35 \text{ cm}}$$

$$\text{D'après RPA : } b = 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots \text{ CV}$$

$$\frac{55}{35} = 1.57 < 4 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

✓ **Vérification de la flèche (Rigidité)**

On doit vérifier que :

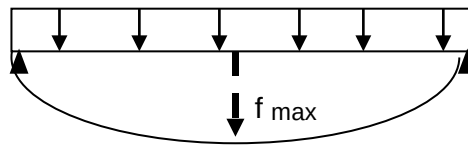
$$\circ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\circ f_{max} \leq \bar{f}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \bar{f} = 0,5 + \frac{L(cm)}{1000} \text{ si } L > 5m \\ \bar{f} = 0,5 + \frac{L(cm)}{1000} \text{ si } L > 5m \end{cases}$$

Dans le cas d'une poutre isostatique avec une charge uniformément répartie la flèche maximal est donnée par :

$$f_{max} = \frac{5 q L^4}{348 E I}$$



Avec :

L : la portée de la poutre.

h : la hauteur de la section de la poutre.

b : la largeur de la section de la poutre.

f_{max} : La flèche maximum de la poutre.

q : la charge uniformément répartie déterminée à l'E.L.S ($q = G + Q$).

G : charge permanente reprise par la poutre ainsi que son poids propre.

Q : charge d'exploitation supportée par la poutre.

I : moment d'inertie de la poutre par rapport au plan de flexion, $I = \frac{b h^3}{12}$

E_{vj} : Module de YOUNG différée du béton armé : $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa}$.

En réalité la poutre considérée est une poutre continue, avec un moment maximum

$M_{max} = 0,8 M_0$; ce qui donne :

$$f_{max} = 0,8 f_0$$

-Sens porteurs (y-y) : On doit vérifier la poutre la plus sollicitée **L = 5.90 m**

$$\frac{h}{L} = \frac{55}{590} = 0,093 \geq \frac{1}{16} = 0,062 \dots \dots \dots CV$$

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{590}{1000} = 1,09 \text{ cm}$$

$$I_b = 485260,41 \text{ cm}^4$$

$$q = G+Q = 38,23 \text{ KN/m}$$

$$f_0 = \frac{5 \times 38,23 \times 590^4 \times 10^{-2}}{348 \times 10818,87 \times 485260,41 \times 0,1} = 1,27 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 0,8 \times 1,27 = 1,01 \text{ cm} \leq \bar{f} = 1,09 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Les poutres secondaires**

$$\frac{446}{15} \leq h \leq \frac{446}{10} \Rightarrow 29,73 \text{ cm} \leq h \leq 44,6 \text{ cm} \text{ on adopter } \mathbf{h = 40cm.}$$

- ✓ **Vérification selon le RPA 99 /Version 2003 (Zone sismique III) :**

$$h = 40\text{cm} > 30\text{cm} \dots \text{CV}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 12 \leq b \leq 28 \text{ cm on adopter } \mathbf{b = 35 \text{ cm.}}$$

$$\text{D'après RPA : } b = 35 \text{ cm} > 20\text{cm} \dots \text{CV}$$

$$\frac{40}{35} = 1.14 < 4 \dots\dots\dots \text{CV}$$

- ✓ **Vérification de la flèche (Rigidité)**

-Sens non porteurs (x-x) : On doit vérifier la poutre la plus sollicitée **L = 446 m**

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{446} = 0,089 \geq \frac{1}{16} = 0,062 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\bar{f} = \frac{446}{500} = 0,892 \text{ cm}$$

$$I_b = 186666,67 \text{ cm}^4$$

$$q = G+Q = 29,32 \text{ KN/m}$$

$$f_0 = 0,82\text{cm}$$

$$f_{max} = 0,8 \times 0,82 = 0,66 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0,892 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Etage courant**

- Les poutres secondaires :

$$\frac{540}{15} \leq h \leq \frac{540}{10} \Rightarrow 36\text{cm} \leq h \leq 54\text{cm} \text{ on adopter } \mathbf{h = 50cm}$$

- ✓ **Vérification selon le RPA 99 /Version 2003 (Zone sismique III) :**

$$h = 50\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 15 \leq b \leq 35\text{cm} \text{ on adopter } \mathbf{b = 40 \text{ cm}}$$

$$\text{D'après RPA : } b = 40 \text{ cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{50}{40} = 1.25 < 4 \dots\dots\dots \text{CV}$$

- Vérification de la flèche (Rigidité)**

-Sens non porteurs (y-y) : On doit vérifier la poutre la plus sollicitée **L = 5.40 m**

$$\frac{h}{L} = \frac{50}{540} = 0,092 \geq \frac{1}{16} = 0,062 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{540}{1000} = 1,04 \text{ cm}$$

$$I_b = 416666,67 \text{ cm}^4$$

$$q = G+Q = 37,03 \text{ KN/m}$$

$$f_0 = 1,00 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 0,8 \times 1,00 = 0,80 \text{ cm} \leq \bar{f} = 1,04 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Les poutres principales**

$$\frac{690}{15} \leq h \leq \frac{690}{10} \Rightarrow 46 \text{ cm} \leq h \leq 69 \text{ cm} \text{ on adopter } \mathbf{h = 65 \text{ cm.}}$$

- ✓ **Vérification selon le RPA 99 /Version 2003 (Zone sismique III) :**

$$h = 65 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 19.5 \leq b \leq 45,5 \text{ cm} \text{ on adopter } \mathbf{b = 40 \text{ cm.}}$$

$$\text{D'après RPA : } b = 40 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{65}{40} = 1.62 < 4 \dots\dots\dots \text{CV}$$

- ✓ **Vérification de la flèche (Rigidité)**

-**Sens porteurs (x-x) :** On doit vérifier la poutre la plus sollicitée **L = 6,90 m**

$$\frac{h}{L} = \frac{65}{690} = 0,094 \geq \frac{1}{16} = 0,062 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{690}{1000} = 1,19 \text{ cm}$$

$$I_b = 915416,66 \text{ cm}^4$$

$$q = G+Q = 43,945 \text{ KN/m}$$

$$f_0 = 1,44 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 0,8 \times 1,44 = 1,15 \text{ cm} \leq \bar{f} = 1,19 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

III.2.5. Poteaux

Les sections en béton seront calculées au flambement sous l'action de la compression centrée. Les règles de CBA93 recommandent l'utilisation de sections réduites (en supprimant une bande de "1 cm" de large sur tout le périmètre d'une section droite) pour tenir compte de la ségrégation du béton.

La formule générale pour pré-dimensionner les poteaux est la suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

$$N_u : \text{Effort normal ultime} = 1.35G + 1.5Q$$

γ_b : coefficient de sécurité pour le béton telque

- $\gamma_b = 1.15$ situation durable on tranitoire
- $\gamma_b = 1.15$ situation accidentale

γ_s : coefficient de sécurité pour l'acier.

- $\gamma_s = 1.15$ situation durable on tranitoire
- γ_s : 1. situation accidentale
- ✓ f_e : limite élastique de l'acier ($f_e 400$) Mpa.
- ✓ f_{c28} : contrainte caractéristique du béton a 28jours ($f_{c28}=25$ Mpa).
- ✓ A_s : section d'acier compression
- ✓ B_r : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cmd'épaisseur sur toute sa périphérie
- ✓ Poteaux rectangulaires $B_r = (a-0.02)(b-0.02)$ [m²]
- ✓ a : coefficient de réduction destiné à tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle ($\alpha=f(\lambda)$)

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{\beta} \text{ pour } \lambda < 50 \\ \text{Soit : } \beta = 1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \end{array} \right\}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 0.6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \text{ pour } 50 < \lambda < 70 \\ \text{Soit } \beta = \frac{0.85}{1500}\lambda^2 \end{array} \right\}$$

λ : Élancement d'EULER ($\lambda = \frac{l_f}{i}$)

l_f : longueur de flambement

i : rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$)

I : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité perpendiculaire au plan de flambement ($I = \frac{bh^3}{12}$)

B : Surface de la section du béton ($B=a \times b$).

Calcul de la longueur de flambement l_f

- Le règlement CBA93 défini la longueur de flambement L_f comme suit :
 - $0.7 \cdot L_0$: si le poteau est :
 - ✓ Encastré à ses extrémités et sa longueur est L_0 ;
 - ✓ Soit encastré dans un massif de fondation ;
 - ✓ Soit assemblé à des poutres de planchers ayant au moins la même raideur que lui
 - ✓ dans le sens considéré et le traversant de part en part ;
 - l_0 : dans les autres cas

Dans notre cas on a : $L_f = 0.7 * L_0$

$L_0 = 3.06\text{m}$ Donc : $L_f = 2.14\text{m}$

Rayon de giration

$$I = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{2.133 \cdot 10^{-3}}{0.16}} = 0.11$$

L'élancement géométrique

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{2.14}{0.1} = 21.4$$

Coefficient fonction d'élancement

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{\beta} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{21.4}{35} \right)^2} = 0.79$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

On tire de l'équation (1) la valeur de $B_r : B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s}{B_r} + \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = 0.057 N_u$

La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le RPA 99

Version 2003. Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a; b) \geq 30\text{cm} \\ \min(a; b) > \frac{h_e}{20}\text{cm} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{array} \right\}$$

Loi de dégression

Comme il est rare que toutes les charges de d'exploitation agissent simultanément, nous nous les appliquons pour déterminer la loi des d'égrissions décroissants, qui comprend la réduction **des** charges Chaque étage est le même de 10 % à 0,5 Q (charge de d'explantation).

Q : charge d'exploitation

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

Avec :

N : nombre d'étage

Q_0 : la structure d'exploitation sur la terrasse

$Q_1 + Q_2 + \dots \dots \dots Q_n$: les surcharges d'exploitation des planchers respectifs

• Vérification à l'ELS

De la descente de charges on détermine l'effort normal pondéré aux l'ELS « N_{ser} » qui sollicite le poteau, On doit vérifier selon la formule que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + \eta A_s} \leq \overline{\sigma_{ser}} = 0.6 f_{c28}$$

Avec

N_{ser} : Effort normal pondéré à l'ELS ($N_{ser}=NG+NQ$).

B : Section du poteau

A_s : Section des armatures ($A_s=1\% B$).

μ : Coefficient d'équivalence ($\mu = \frac{E_s}{E_b} = 15$)

σ_{ser} : Contrainte de compression à l'ELS.

En remplaçant dans l'équation (2) les différents termes par leurs valeurs, on obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1.15B} \leq \overline{\sigma_{ser}} = 0.6f_{c28} = 15Mpa$$

III.2.5.1. Bâtiment R+4

- On suppose des poteaux (40.40)

Les poteaux les plus sollicités sont : Poteau centrale axe (D-5)

La surface du plancher revenant au poteau central le plus sollicité est :

$$S = (3+1.95) \times (2.125+3.75) = 29.081m^2$$

a. charge d'exploitation

Le tableau (III.11) suivant indique la Dégression des surcharges du bâtiment R+4.

Tableau .III.11 . Dégression des surcharges

Niveau des planchers	surcharge	$\sum$ surcharge	N _Q
Terrasse	Q ₀	Q ₀	43.621
4 ^{ème}	Q ₁	Q ₀ +Q ₁	87.242
3 ^{ème}	Q ₂	Q ₀ +0.95 (Q ₁ +Q ₂)	126.500
2 ^{ème}	Q ₃	Q ₀ +0.90 (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃)	161.397
1 ^{er}	Q ₄	Q ₀ +0.85 (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄)	191.932
RDC	Q ₅	Q ₀ +0.80 (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅)	218.105

b. Charges permanente

Niveau 1 (T)

- Poids plancher terrasse = $G \times S = 5.98 \times 29.081 = 173.904KN$
- Poids des poutres principales = $\gamma_b \times b \times h = 25 \times 0.35 \times 0.55 \times 4.95 = 43,31KN$
- Poids des poutres secondaire = $\gamma_b \times b \times h = 25 \times 0.35 \times 0.40 \times 5.875 = 20,56KN$
- Poids du poteau = $\gamma \times a \times a \times h = 25 \times 0.4 \times 0.4 \times 3.06 = 12.24KN$

Niveau 2.3.4

- Poids de plancher courant $=G \times S = 8.7429.081 = 254.167 \text{KN}$
- Poids des poutres principales $= \gamma_b \times b \times h = 25 \times 0.40 \times 0.65 \times 5.875 = 38.19 \text{KN}$
- Poids des poutres secondaire $= \gamma_b \times b \times h = 25 \times 0.40 \times 0.50 \times 4.95 = 24.75 \text{KN}$
- Poids du poteau $= \gamma \times a \times a \times h = 25 \times 0.4 \times 0.4 \times 3.06 = 12.24 \text{KN}$

c. Choix des sections des poteaux

Le tableau (III.12) suivant indique le Choix des sections des poteaux.

Tableau. III.12. Choix des sections des poteaux

Niveaux	N _G (KN)	N _Q (KN)	N _u (KN)	B _r (Cm ²)	A=b (Cm)	RPA (Cm ²)	N _{ser} (KN)	σ_{ser} (MPa)	obs
T	250.014	87.24	468.38	266.16	16.33	35x35	337.25	11.02	cv
P3	579.64	126.49	971.88	552.29	23.52	35x35	705.85	11.11	cv
P2	908.714	161.39	1468.8	843.7	28.91	35x35	1070.1	11.15	cv
P1	1238.06	191.92	1959.2	1113.3	33.39	35x35	1429.9	11.17	cv
RDC	1567.41	218.1	2443.1	1388.3	37.28	40x40	1785.5	11.18	cv

III.2.5.2. Bâtiment R+9

-On suppose des poteaux (40x40) :

- Les poteaux les plus sollicités sont :

Poteau centrale axe (D-5).

- La surface du plancher revenant au poteau central le plus sollicité est :

$$S = (3+1.95) \times (2.125+3.75) = 29.081 \text{m}^2$$

a. Charge d'exploitation

Le tableau (III.1 3) suivant indique la Dégression des surcharges du bâtiment R+9.

Tableau .III.13 .Dégression des surcharges

Niveau des planchers	surcharge	$\sum$ surcharge	N _Q
Terrasse	Q ₀	Q ₀	43.62
9	Q ₁	Q ₀ +Q ₁	87,24
8	Q ₂	Q ₀ +0.95 (Q ₁ +Q ₂)	126,498
7	Q ₃	Q ₀ +0.90 (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃)	161,394
6	Q ₄	Q ₀ +0.85 (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄)	191,928
5	Q ₅	Q ₀ +0.80 (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅)	218,1
4	Q ₆	Q ₀ +0,75(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆)	239,91
3	Q ₇	Q ₀ +0,71 (Q ₁ +.....+Q ₇)	260,41
2	Q ₈	Q ₀ +0,69(Q ₁ +.....+Q ₈)	284,40
1	Q ₉	Q ₀ +0,67 (Q ₁ +.....+Q ₉)	302,72
RDC	Q ₁₀	Q ₀ +0,65 (Q ₁ +.....+Q _{RDC})	327,15

b. Charges permanente**Niveau Terrasse**

- Poids plancher terrasse = $G \times S = 5.98 \times 29.081 = 173.904 \text{ KN}$
- Poids des poutres principales = $\gamma_b \times b \times h = 25 \times 0.35 \times 0.55 \times 4.95 = 43,31 \text{ KN}$
- Poids des poutres secondaire = $\gamma_b \times b \times h = 25 \times 0.35 \times 0.40 \times 5.875 = 20,56 \text{ KN}$
- Poids du poteau = $\gamma \times a \times a \times h = 25 \times 0.4 \times 0.4 \times 3.06 = 12.24 \text{ KN}$

Niveau Etage

- Poids de plancher courant = $G \times S = 8.74 \times 29.081 = 254.167 \text{ KN}$
- Poids des poutres secondaire = $\gamma_b \times b \times h = 25 \times 0.40 \times 0.50 \times 4.95 = 24,75 \text{ KN}$
- Poids des poutres principales = $\gamma_b \times b \times h = 25 \times 0.40 \times 0.65 \times 5.875 = 38,19 \text{ KN}$
- Poids du poteau = $\gamma \times a \times a \times h = 25 \times 0.4 \times 0.4 \times 3.06 = 12.24 \text{ KN}$

c. Choix des sections des poteaux

Le tableau (III.14) suivant indique le Choix des sections des poteaux.

Tableau .III.14. Choix des sections des poteaux centraux

Niveau X	NG (k N)	NQ (k N)	Nu (k N)	B r (cm ²)	a=b (cm)	RPA (cm ²)	Le Choix	Nser	σ_{ser} (Mpa)	Obs
T	250,014	87,24	468,38	266,16	16,33	30x30	35x35	337,25	11,02	vérifie
P8	579,364	126,49	971,88	552,29	23,52	30x30	35x35	705,85	11,11	vérifie
P7	908,714	161,39	1468,8	834,7	28,91	30x30	35x35	1070,10	11,15	vérifie
P6	1238,06	191,92	1959,2	1113,3	33,39	30x30	45x45	1429,98	11,17	vérifie
P5	1567,41	218,1	2443,1	1388,3	37,28	30x30	45x45	1785,51	11,18	vérifie
P4	1896,76	239,91	2920,5	1659,6	40,76	30x30	55x55	2136,67	11,2	vérifie
P3	2226,11	260,41	3395,8	1929,7	43,95	30x30	55x55	2486,52	11,2	vérifie
P2	2555,46	284,4	3876,4	2202,8	46,95	30x30	55x55	2839,86	11,21	vérifie
P1	2884,81	302,72	4348,5	2471,1	49,73	30x30	60x60	3187,53	11,22	vérifie
RDC	3214,16	327,15	4829,8	2744,6	52,41	30x30	60x60	3541,31	11,22	vérifie

III.2.6. Voiles

Le Pré dimensionnement des voiles justifié par RPA99/V2003. (Article 7.7.1). Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

D'après le RPA99/V2003 (article 7.7.1) " l'épaisseur minimale égale à 15 cm ". De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique la figure (III.5) ci-après :

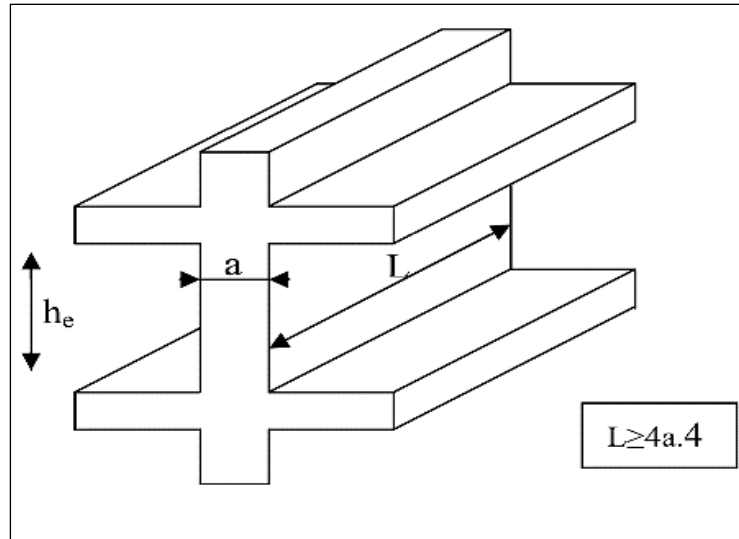


Fig.III.5. Coupe de voile en élévation

D'après le RPA99/V2003 (article 7.7.1) « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. ».

Avec :

L : porté du voile.

e : épaisseur du voile.

Selon les formules suivantes :

$$e > \max (e_{\min} ; h_e/25 ; h_e/22 ; h_e/20)$$

$$h_e = 2.41 \text{ m}$$

$$e_{\min} = 15 \text{ cm}$$

$$e \geq h/25 \longrightarrow e \geq 9,64 \text{ cm}$$

$$e \geq h/22 \longrightarrow e \geq 10,95 \text{ cm}$$

$$e \geq h/20 \longrightarrow e \geq 12,05 \text{ cm}$$

$$e \geq \max (15; 9,64; 10,95; 12,05)$$

$$e \geq 15 \text{ cm}$$

On adopte que : **$e = 20 \text{ cm}$.**

III.2.7. L'acrotère

Acrotère est un élément secondaire exposé à l'impact thermique. Son calcul est effectué à la flexion du composé. Nous considérons une barre de 1 m de largeur.

La figure (III.6) ci-après schématise les dimensions de l'acrotère :

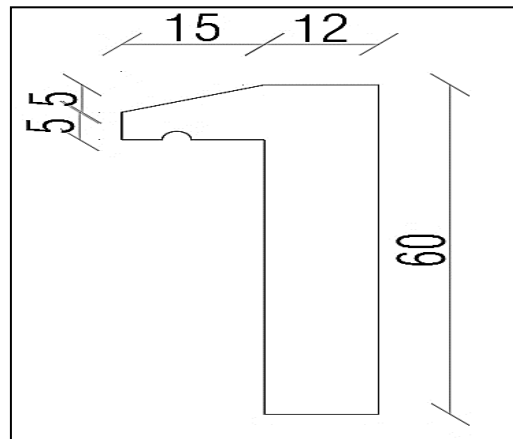


Fig.III.6. Dimension de l'acrotère

Charges permanentes

$$S = (0.6 \times 0.12) + (0.05 \times 0.15) + (0.05 \times 0.15)/2$$

$$S = 0.08325 \text{ KN/ml}$$

$$G = S \times \gamma = 25 \times 0.08325$$

$$G = 2.081125 \text{ KN/ml}$$

Charge permanent : $G = 2.081 \text{ KN/ml}$

Charge exploitation $Q = 1 \text{ KN/ml}$

III.2.8. Escaliers

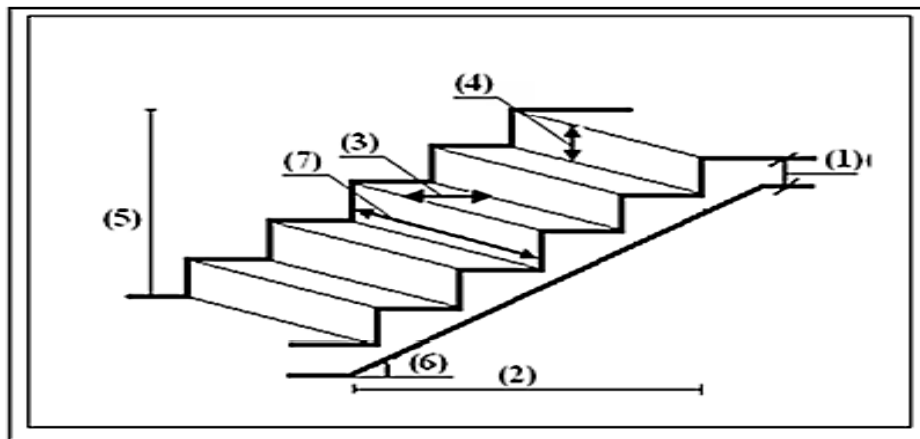


Fig.III.7. éléments de l'escalier

La figure (III.7) ci-dessus schématise les éléments de l'escalier d'où :

(1) : e (Epaisseur de palier de repos)

(2) : L (projection horizontale de paillasse)

(3) : g (giron)

(4) : h (hauteur de la contre marche)

(5) : H (hauteur de la volée)

(6) : (inclinaison de la paillasse)

(7) : (Emmarchement)

H_e : hauteur d'étage

- **a/palier**

Le tableau (III.15) suivante décrit les Charges permanentes de palier.

Tableau. III.15. Charges permanentes de palier

désignation	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
-carrelage	0.02	22	0.44
-Mortier de pose	0.02	20	0.40
-lit de sable	0.02	18	0,36
-Plancher (dalle plein)	0.15	25	3,75
-Enduit en plâtre	0.02	10	0,20
Totale			5.15

Surcharge d'exploitation (Q) : 2.5 KN/m

- **b/volée**

Le tableau (III.16) suivante décrit les Charges permanentes de volée.

Tableau. III.16. Charges permanentes de volée

désignation	Epaisseur (m)	P (KN/m ³)	G (KN/m ²)
-Poids propre de volée	0.15	25	4.24
-Poids de marches	0.16	22	1.76
-Mortier de pose h	0.02	20	0.4
-Carrelage h	0.02	22	0.44
-Mortier de pose v	0.03	20	0.6
-Carrelage v	0.02	22	0.44
-Enduit en ciment	0.02	18	0.36
-Garde-corps		1	1
Totale			9.23

Surcharge d'exploitation (Q) : 2.5 KN/m²

Chapitre IV : Dimensionnement par la méthode modale spectrale.

Chapitre IV : Dimensionnement de la structure par la méthode modèle spectrale.

IV.1. Etude dynamique

IV.1.1. Introduction

Les études dynamiques consistent à déterminer la réponse de la structure sous la charge d'un séisme. Grâce à cette étude, nous pouvons comprendre la structure par rapport au tremblement de terre excité.

IV.1.2. Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est de déterminer ses caractéristiques dynamiques propres, qui sont obtenues en considérant son comportement en vibration libre et non amortie. Cela permet de calculer les forces et les déplacements maximaux lors d'un tremblement de terre.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement est souvent très complexes et demande un calcul très fastidieux voire impossible c'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettront de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.1.3. Caractéristiques dynamiques

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système Non Amorti Non Forcé. Son équation est donnée par

$$[M][\ddot{X}] + [K][X] = 0 \dots\dots(IV.1)$$

[M] : Matrice de masse de la structure

[K] : Matrice de rigidité de la structure

$[\ddot{X}]$: Vecteur de l'accélération relative

[X] : Vecteur de déplacement relatif

D'où

$$[X] : [A] \sin(\omega.t + \beta)$$

$$[\ddot{X}] = -\omega^2[A] \sin(\omega.t + \beta)$$

Avec

[A] : vecteur des amplitudes

β :Angle de déphasage

En remplacement (2) et (3) dans (1) on obtient :

$$[K] - \omega^2 [M] = 0 \dots\dots(IV.2)$$

Les solutions ($\omega_1^2, \omega_2^2; \omega_3^2; \omega_4^2 \dots\dots \omega_n^2$) représente les pulsations propres (fréquence angulaires) des (n) modes de vibration

($T_1 > T_2 > T_3 > T_4 \dots T_n$)

$$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i} \rightarrow T_i = \frac{1}{f_i} \dots\dots(IV.3)$$

T_i : [sec] : la période de la structure

f_i [sec] : désigne la fréquence

T_i représente la période fondamentale des modes de vibration

IV.1.4. Calcul par la méthode modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en Particulier, dans le cas où la méthode statique équivalent n'en est pas permise.

a) Principe

Pour chaque mode de vibration, on recherche le maximum des effets produits dans la structure par les forces sismiques, symbolisé par un spectre de calcul. Ces effets sont en Suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode repose sur les hypothèses suivantes :

- Les masses sont concentrées au niveau du plancher.
- Les déplacements horizontaux des nœuds sont les seuls à être pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte ne doit pas être inférieur à 90 % de la somme des coefficients de ces modes.
- Tous les modes dont la masse modale effective est supérieure à 5 % de la masse totale de la structure sont pris en compte dans la détermination de la résistance totale de la structure.
- Au minimum, le nombre de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée. Suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

b) L'analyse modale spectrale

➤ Utilisation des spectres de réponse

Actuellement, la méthode la plus employée consiste à définir la charge sismique par un spectre de réponse. Toute structure peut être assimilée à un oscillateur multiple, la réponse d'une Structure sous accélération dynamique est en fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation Naturelle (ω).

En conséquence, pour un accélérogramme donné, si la réponse maximale est évaluée selon la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe appelé spectre de réponse, et Ceci facilite la lecture directe des déplacements maximaux de la structure.

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant :

$$\frac{s_a}{g} = \left\{ \begin{array}{l} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \right) T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} T \geq 3.0s \end{array} \right\} \text{ (ART (4.3.3) [25]}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone

η : facteur de correction d'amortissement

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de Contreventement

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site est donnée dans le tableau.

4.7 de RPA99/version 2003 [25].

Q : Facteur de qualité.

➤ Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule.

$$V = \frac{A.D.Q}{R} \cdot w \quad \text{(ART 4.2.3) [25]}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone

Group d'usage : 2

Zone sismique : III $\longrightarrow$ $A=0.25$

D : facteur d'amplification dynamique moyen

Ce facteur est fonction de la catégorie du site .du facteur de correction d'amortissement

η : et de la période fondamentale de la structure (T)

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

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans le tableau

- Le spectre de réponse de notre structure est indiqué dans la figure (IV.1) pour le système contreventé par voiles porteurs.

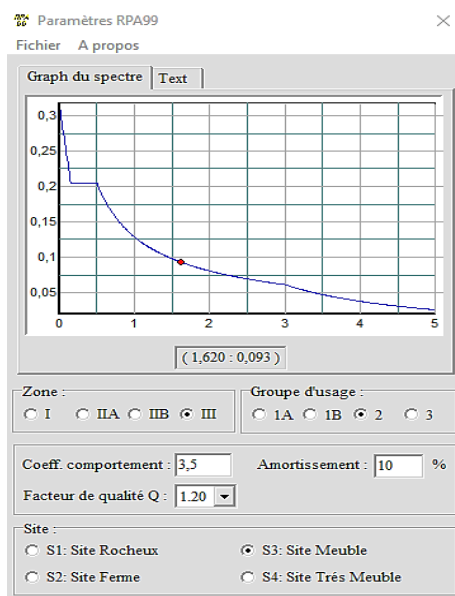


Fig.IV.1. Spectre de réponse pour le système de contreventement $R= 3.5$

➤ Estimation de la période fondamentale de la structure (T)

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des Formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

Les formules empiriques à utiliser selon le RPA99/version 2003 sont

$$T = \min \left(\begin{array}{l} T = 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{D}} \\ T = C_t \times h_n^{\frac{3}{4}} \end{array} \right)$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

e : facteur d'amplification dynamique moyen est :

$$\begin{cases} D_x = 2.5\eta \dots \dots \dots 0 \leq T_x \leq T_2 \text{sec} \\ D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{2/3} \dots \dots \dots T_2 \leq T_y \leq 3.0 \text{sec} \end{cases}$$

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

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

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

Pour notre cas on prend $\xi = 10\%$

Q : facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité de contrôle de la construction

La valeur de Q déterminée par la formule

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".

Sa valeur est donné par le tableau (IV.1) (RPA 99/version 2003)

Tableau IV.1. Facteur de qualité

Critique q	Observée (0/n)	P _q //xx	observe	P _q //yy
Conditions minimales sur les listes de contreventements	Non	0.05	Non	0.05
Redondance en plan	Oui	00	oui	00
Régularité en plan	Oui	00	Oui	00
Régularité en élévation	Oui	00	Oui	00
Control de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
Control de la qualité matériaux	non	0.1	non	0.1

$$Q//xx = 1 + (0 + 0 + 0 + 0.05 + 0.05 + 0.1) = 1.20$$

$$Q//yy = 1 + (0 + 0 + 0 + 0.05 + 0.05 + 0.1) = 1.20$$

- **W : poids de la structure**

On préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n w_i$$

W_i : Étant donné par :

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

Avec :

W_i : Le poids concentré au niveau du centre masse du plancher « i » ;

W_{Gi} : Le poids dû aux charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels, Secondaires de la structure au niveau « i »

W_{Qi} : Surcharges d'exploitation au niveau « i » ;

B : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\beta = 0,2$ (bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés)

➤ **Coefficient de Comportement**

Les valeurs du coefficient de comportement R sont données par la réglementation en vigueur en fonction du type de structure (mode de contreventement tableau (V.3) (Art 4.2.3 RPA 99/version 2003.), utilisent des matériaux et des dispositions constructives adoptées pour renforcer la ductilité des éléments, c'est-à-dire leur aptitude à supporter des déformations supérieures à la limite élastique.

Concernant notre étude nous avons réalisé et vérifié deux structures en fonction du paramètre de hauteur qui sont : une structure R+4 et une structure R+9 tout en respectant les plans d'architecture.

IV.1.5. Calcul et vérification de la structure R+4 par la méthode modale spectrale

IV.1.5.1. calcul par la méthode modale spectrale

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure (T)**

h_n hauteur mesurée à partir de la structure jusqu'au dernier niveau ($h_n = 18.36m$)

Selon X-X :

$$D_x = 27.70m$$

$$T_x = \min \begin{cases} T = 0.09 \frac{18.36}{\sqrt{27.70}} = 0.313sec \\ 0.05 \times (27.70)^{3/4} = 0.603 \end{cases}$$

$$\text{-sens x-x : } T_x = \min(0.313; 0.603) = 0.313sec$$

Selon y-y :

$$D_y = 25m$$

$$T_y = \min \begin{cases} T = 0.09 \frac{18.36}{\sqrt{25}} = 0.330sec \\ 0.05 \times (25)^{3/4} = 0.559sec \end{cases}$$

$$\text{-sens y-y : } T_y = \min(0.330; 0.559) = 0.330sec$$

$$\text{Site meuble : } \begin{cases} T_1 = 0.15sec \\ T_2 = 0.5sec \end{cases}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7 = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} \geq 0.7 = 0.76$$

$$\text{Alors } \begin{cases} D_x = 1.90 \\ D_y = 1.90 \end{cases}$$

IV.1.5.2. Vérification de la stabilité de la structure par la méthode spectrale modale

- **Structure contreventée par le système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé**

Ce système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles. Pour ce système $R = 3.5$.

Après le pré-dimensionnement de la structure et pour que les conditions de ce système soient vérifiées, on a adopté les sections des éléments structuraux illustrées dans les tableaux (IV.2) et (IV.3)

Tableau IV.2. Sections des poteaux pour le bâtiment R+4

R+4	
Niveau	Section (cm ²)
RDC	40x40
1 ^{er} .2 ^{ème} .3 ^{ème} .4 ^{ème} étage	35x35

Tableau. IV.3. les sections de poutres adoptées.

terrasse		Etage courant	
élément	Section (cm ²)	élément	Section (cm ²)
Poutre porteuse	35x55	Poutre porteuse	40x65
Poutre non porteuse	35x40	Poutre non porteuse	40x50

Pour les voiles, on a adopté une épaisseur de 20 cm et la disposition représentée dans la figure (IV.2) illustre la disposition des voiles adoptée, vue en plan et 3D, par ce système de contreventement où leurs conditions sont vérifiées.

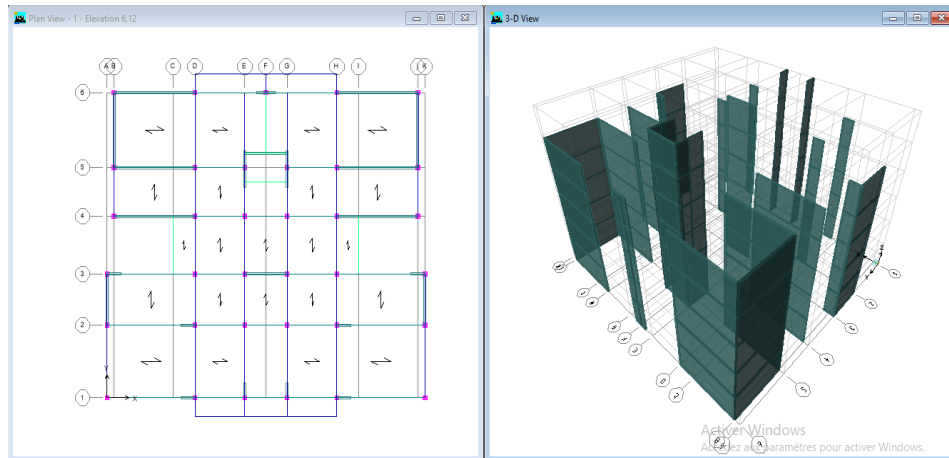


Fig. IV.2. Modèle de disposition des voiles pour le bâtiment R+4

IV.1.5.2.1. Vérification des conditions exigées par ce système

Le tableau(IV.4) représente le pourcentage des charges verticales reprenant par les voiles par rapport à la structure.

Tableau. IV.4. Sollicitations dues aux charges verticales pour le bâtiment R+4

éléments	Section	Combinaison	F(KN)	Pourcentage Voile/F _{structure}	Observation
Voiles	VGBQ	G+BQ	38888,49	40%	cv
structure	STRGBQ	G+BQ	25291,63		cv

IV.1.5.2.2. Caractéristiques dynamique propres du model

Les caractéristiques dynamiques propres obtenues sont données dans cette section à savoir la période fondamentale et la participation massique.

a) Vérification de la période fondamentale

Les valeurs de T calculées à partir des formules analytiques et numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques de plus de 30%.

Le tableau (IV.5) désigne la vérification de la période fondamentale obtenue par la méthode spectrale modale par rapport aux valeurs exigées par les règles parasismiques algériennes (valeurs empiriques).

Tableau IV.5. Vérification de la période fondamentale pour le bâtiment R+4

sens	T _{dyn}	T _{emp}	1,3T _{emp}	T _{dynamique} ≤ 1,3T _{emp}
sens x-x	0,284	0,31	0,403	vérifiée
sens y-y	0,284	0,33	0,429	vérifiée

D'après les résultats obtenus, nous avons aperçu que la période fondamentale du model est vérifiée par rapport aux exigences normatives et que la disposition des voiles adoptée est adéquate.

b) Calcule des coefficients de participation massique

On doit vérifier que $\sum \bar{\alpha}_t \geq 90\%$

$$\text{Avec : } \bar{\alpha}_t = \frac{(\sum_{k=1}^n w_k \varphi_{ki})^2}{\sum_{k=1}^n w_k \varphi_{ki}^2} \frac{1}{\sum_{k=1}^n w_k}$$

Le tableau (IV.6) désigne la période fondamentale et la participation massique pour le bâtiment R+4

Tableau IV.6. Vérification de la période fondamentale pour le bâtiment R+4

Mode	Période	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
1	0,280619	0,0004	73,7837	0	0,0004	73,7837
2	0,271161	45,3407	0,0007	0	45,3411	73,7844
3	0,158184	25,8146	0	0	71,1557	73,7844
4	0,109839	5,1049	0	0	76,2606	73,7844
5	0,088376	0	14,5819	0	76,2606	88,3663
6	0,065661	8,5348	0	0	84,7954	88,3663
7	0,056125	0	6,4618	0	84,7954	94,8281
8	0,048664	4,4643	0	0	89,2597	94,8281
9	0,037305	6,7092	0	0	95,9689	94,8281

On constate que le modèle présente :

- Une période fondamentale : T=0.28sec.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du **9ème** mode pour le Sens X et à partir du **7ème** mode pour le Y.

Les figures (IV.3), (IV.4) et(IV.5) représentent les mouvements des trois premiers modes suivant les trois directions

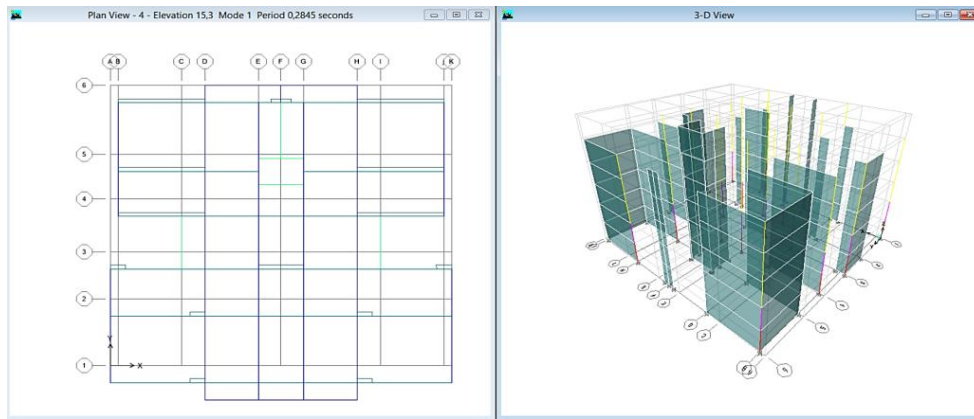


Fig. IV.3. Mode 1. Translation selon l'axe Y.

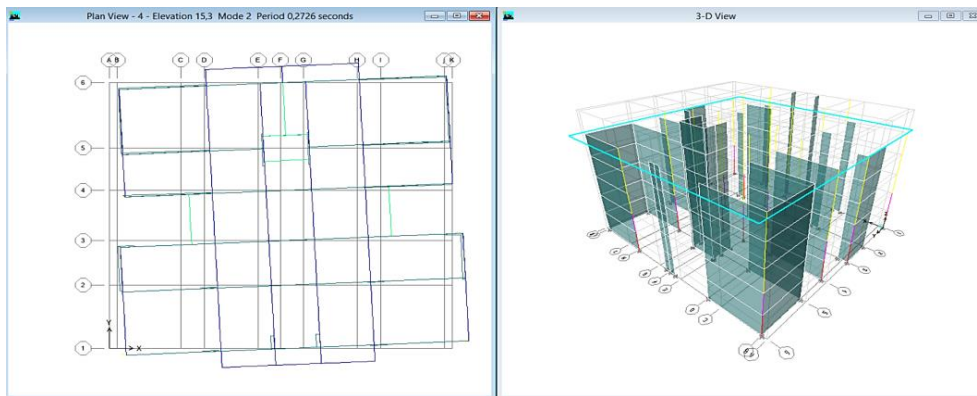


Fig. IV.4. Mode 2. Translation selon l'axe X.

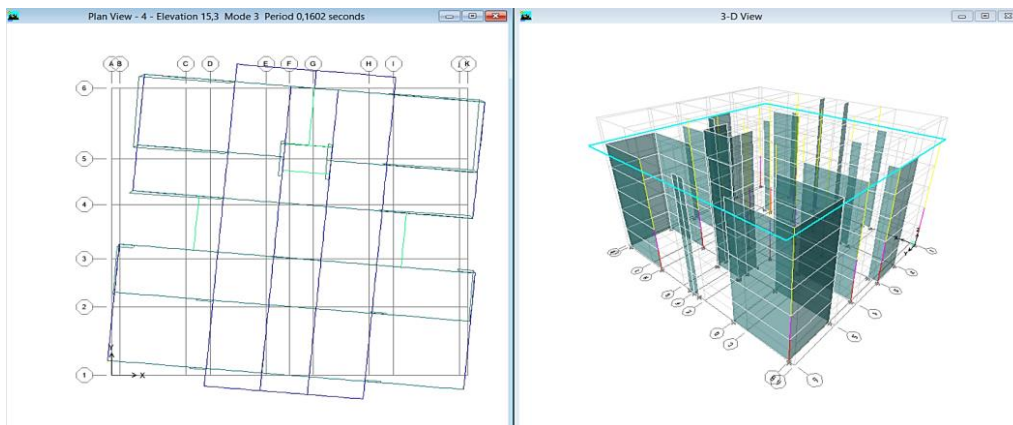


Fig. IV.5. Mode 3. Torsion.

IV.1.5.2.3. Vérification de l'effort Sismique à la base

On doit vérifier aussi que la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par Combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% du résultant des forces Sismiques déterminée par la méthode statique équivalent.

D'après les résultats obtenus, on a :

$W=62074,8753 \text{ KN}$.

Le tableau (IV.7) représente les résultats de l'effort tranchant, Empirique et dynamique, obtenus pour le calcul des forces sismiques

Tableau IV.7. Vérification des efforts tranchants à la base pour le bâtiment R+4

sens	V (etabs)	V(RPA)	0.8V _{st}	V>0.8V(RPA)
Ex	7169,4973	10162,544	8130,0351	non
Ey	9827,3953	10162,544	8130,0351	oui

D'après les résultats obtenus, nous avons constaté que l'effort tranchant à la base est vérifié suivant Ey et non vérifié suivant Ex, Donc on doit calculer le rapport :

$$0,8V_{st}/V_x = 8130,0351/7169,4973 = 1.13$$

IV1.5.2.4. Vérification des déplacements latéraux inter-étages

L'une des vérifications préconisée par le RPA99 version 2003, concerne les déplacements Latéraux inter étages.

En effet, selon **RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_k^x \leq \bar{\Delta} \text{ Et } \Delta_k^y \leq \bar{\Delta}$$

Avec : $\bar{\Delta} = 0.01h_e$

Où : h_e : représente la hauteur de l'étage

Avec

$$\delta_k^x = R. \delta_{ek}^x \text{ Et } \delta_k^{xy} = R. \delta_{ek}^x$$

$$\Delta_k^x = R. \delta_{ek}^x - \delta_{k-1}^x \text{ et } \Delta_k^y = R. \delta_{ek}^y - \delta_{k-1}^y$$

Δ_k^x :Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y. Δ_k^y)

δ_{ek}^x : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (Idem dans le sens y-y, δ_{ek}^y)

Ce déplacement relatif ne doit pas dépasser 1 % de la hauteur d'étage. Les résultats de calcul Sont groupés dans le tableau

Les tableaux (IV.8) et (IV.9) représente les vérifications des déplacements avec le déplacement exigé par les règles parasismique algériennes dans le sens X et Y respectivement tel que $\Delta \leq 1\%h_e$.

Tableau IV.8. Vérification des déplacements inter étages Sens X-X pour R+4

Story	Diaphragm a	Load	UX	δ_{kx}	delta kx	h	deplacement	observation
TER R	D6	EX	0,0054	0,0189	0,00735	0,0306	0,02325	vérifiée
4	D5	EX	0,0033	0,01155	0,0028	0,0306	0,0278	vérifiée
3	D4	EX	0,0025	0,00875	0,0028	0,0306	0,0278	vérifiée
2	D3	EX	0,0017	0,00595	0,00245	0,0306	0,02815	vérifiée
1	D2	EX	0,001	0,0035	0,0021	0,0306	0,0285	vérifiée
RDC	D1	EX	0,0004	0,0014	0,0014	0,0306	0,0292	vérifiée

Tableau IV.9. Vérification des déplacements inter étages Sens Y-Y pour R+4

Story	Diaphragm a	Load	Uy	δ_{ky}	delta ky	h	deplacement	observation
TER R	D6	EY	0,0065	0,02345	0,0049	0,0306	0,0257	vérifiée
4	D5	EY	0,0052	0,01855	0,00385	0,0306	0,02675	vérifiée
3	D4	EY	0,004	0,0147	0,00455	0,0306	0,02605	vérifiée
2	D3	EY	0,0028	0,01015	0,0042	0,0306	0,0264	vérifiée
1	D2	EY	0,0016	0,00595	0,00385	0,0306	0,02675	vérifiée
RDC	D1	EY	0,0006	0,0021	0,0021	0,0306	0,0285	vérifiée

Les Déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le « **RPA99**

Version 2003 »

IV.1.5.2.5. Vérification de l'effet P-Δ

L'effet P-Δ peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est Satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$$

Avec :

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

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 d'étage 'k' comme indique-la figure.

Si $0.10 < \theta_K \leq 0.20$ les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en

Amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o

Ordre par le facteur $1 / (1 - \theta_k)$

Si $\theta_K > 0.20$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

Avec S : $F_t=0$ si $T \leq 0.7s$

$F_t=0.07TV$ si $T \geq 0.7s$

Le récapitulatif des résultats de la Vérification d'effet P- Δ inter-étages suivant le sens X-X et Y-Y sont résumé respectivement dans les tableaux (IV.10) et (IV.11)

Tableau IV.10. Vérification l'effet P- Δ inter étages Sens X-X pour R+4

Story	MassX	Pk	delta kx	Pk*delta kx	Vx	H	Vx*H	Θ	observation
RDC	1248,4029	12246,832	0,0014	17,145565	9827,3953	3,06	30071,83	0,0005702	ok
1	1229,5839	12062,218	0,0021	25,330658	3239,6552	3,06	9913,3448	0,0025552	ok
2	1227,8953	12045,653	0,00245	29,51185	8104,5947	3,06	24800,06	0,00119	ok
3	1228,1627	12048,276	0,0028	33,735173	6404,7038	3,06	19598,394	0,0017213	ok
4	1107,7824	10867,345	0,0028	30,428567	4076,7724	3,06	12474,924	0,0024392	ok
Terrasse	285,8869	2804,5505	0,00735	20,613446	1333,8007	3,06	4081,4302	0,0050505	ok

Tableau IV.11. Vérification l'effet p- Δ inter étages Sens Y-Y pour R+4

Story	MassX	Pk	delta ky	Pk*delta ky	Vy	H	Vy*H	Θ	observation
RDC	1248,4029	12246,832	0,0021	12,859174	7169,4973	3,06	21938,662	0,0005861	ok
1	1229,5839	12062,218	0,00385	25,330658	6680,707	3,06	20442,964	0,0012391	ok
2	1227,8953	12045,653	0,0042	29,51185	5884,2663	3,06	18005,855	0,001639	ok
3	1228,1627	12048,276	0,00455	29,518276	4711,6053	3,06	14417,512	0,0020474	ok
4	1107,7824	10867,345	0,00385	26,624996	2981,8943	3,06	9124,5967	0,0029179	ok
Terrasse	285,8869	2804,5505	0,0049	19,631853	984,69074	3,06	3013,1537	0,0065154	ok

IV.1.6. Calcul et vérification de la structure R+9 par la méthode modale spectrale**IV.1.6.1. calcul par la méthode modale spectrale****➤ Estimation de la période fondamentale de la structure (T)**

h_n hauteur mesurée à partir de la structure jusqu'au dernier niveau ($h_n=33,66m$)

Selon X-X :

$$D_x=27.70m$$

$$T_x = \min \begin{cases} T = 0.09 \frac{33,66}{\sqrt{27.70}} = 0.575sec \\ 0.05 \times (33,66)^{3/4} = 0.603 \end{cases}$$

$$\text{-sens x-x : } T_x = \min(0.575; 0.603) = 0.575sec$$

Selon y-y :

$$D_y = 25 m$$

$$T_y = \min \begin{cases} T = 0.09 \frac{33,66}{\sqrt{25}} = 0.605sec \\ 0.05 \times (33,66)^{3/4} = 0.968sec \end{cases}$$

$$\text{-sens y-y : } T_y = \min(0.605; 0.968) = 0.605sec$$

$$\text{Site meuble : } \begin{cases} T_1 = 0.15sec \\ T_2 = 0.5sec \end{cases}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7 = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} \geq 0.7 = 0.76$$

$$\text{Alors } \begin{cases} D_x = 1.49 \\ D_y = 1,45 \end{cases}$$

IV.1.6.2. Vérification de la stabilité de la structure par la méthode spectrale modale**➤ Structure contreventée par le système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé**

Ce système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles. Pour ce système $R=3.5$.

Après le pré-dimensionnement de la structure et pour que les conditions de ce système soient vérifiées, on a adopté les sections des éléments structuraux illustrées dans les tableaux (IV.12) et (IV.13)

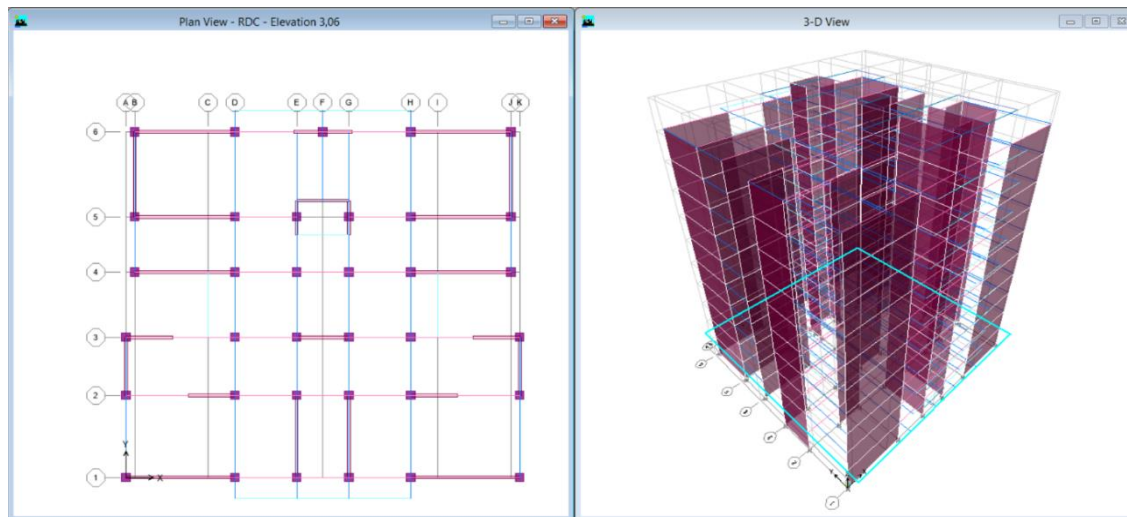
Tableau. IV.12. les sections des poteaux pour le bâtiment R+9

R+9	
Niveau	Section (cm²)
RDC+1^{er} étage	60x60
2^{ème} .3^{ème}.4^{ém} étage	55x55
5^{ème} .6^{ème} étage	45x45
7^{ème}.8^{ème}.9^{ème} étage	35x35

Tableau. IV.13. les sections de poutres adoptées.

terrasse		Etage courant	
élément	Section (cm²)	élément	Section (cm²)
Poutre porteuse	35x55	Poutre porteuse	40x65
Poutre non porteuse	35x40	Poutre non porteuse	40x50

Pour les voiles, on a adopté une épaisseur de 20 cm et la disposition représentée dans la figure (IV.6) illustre la disposition des voiles adoptée, vue en plan et 3D, par ce système de contreventement où leurs conditions sont vérifiées.

**Fig. IV.6.** Modèle de disposition des voiles pour le bâtiment R+9

IV.1.6.2.1. Vérification des conditions exigées par ce système

Le tableau (IV.14) représente le pourcentage des charges verticales reprenant par les voiles par rapport à la structure.

Tableau. IV.14. Sollicitations dues aux charges verticales pour le bâtiment R+9

éléments	Section	Combinaison	F (KN)	Pourcentage $V_{\text{voile}}/F_{\text{structure}}$	Observation
Voiles	VGBQ	G+BQ	83098,97	42%	cv
structure	STRGBQ	G+BQ	59786,46		cv

IV.1.6.2.2. Caractéristiques dynamique propres du model

Les caractéristiques dynamiques propres obtenues sont données dans cette section à savoir la période fondamentale et la participation massique.

c) Vérification de la période fondamentale

Les valeurs de T calculées à partir des formules analytiques et numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques de plus de 30%.

Le tableau (IV.15) désigne la vérification de la période fondamentale obtenue par la méthode spectrale modale par rapport aux valeurs exigées par les règles parasismiques algériennes (valeurs empiriques).

Tableau IV.15. Vérification de la période fondamentale pour le bâtiment R+9

sens	T_{dyn}	T_{emp}	$1,3T_{\text{emp}}$	$T_{\text{dynamique}} \leq 1,3T_{\text{empérique}}$
sens x-x	0,623	0,5755	0,74815	vérifiée
sens y-y	0,623	0,6068	0,78884	vérifiée

D'après les résultats obtenus, nous avons aperçu que la période fondamentale du model est vérifiée par rapport aux exigences normatives et que la disposition des voiles adoptée est adéquate.

d) Calcule des coefficients de participation massique

Le tableau (IV.16) désigne la période fondamentale et la participation massique pour le bâtiment R+9

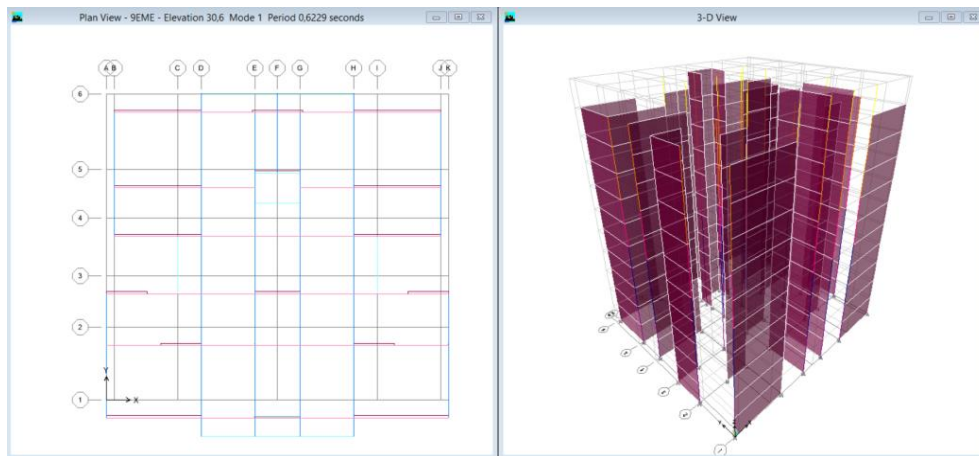
Tableau IV.16. Vérification de la période fondamentale pour le bâtiment R+9

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0,622965	0	69,0029	0	0	69,0029
2	0,475071	49,539	0	0	49,539	69,0029
3	0,374276	18,9351	0	0	68,4741	69,0029
4	0,16642	0	18,7193	0	68,4741	87,7222
5	0,134247	9,5757	0	0	78,0498	87,7222
6	0,101626	7,6329	0	0	85,6828	87,7222
7	0,096564	2,4996	0	0	88,1823	87,7222
8	0,081256	0	6,0572	0	88,1823	93,7794
9	0,056874	3,7365	0	0	91,9188	93,7794

On constate que le modèle présente :

- Une période fondamentale : $T=0.62\text{sec}$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du **9ème** mode pour le Sens X et à partir du **8ème** mode pour le Y.

Les figures (IV.7), (IV.8) et (IV.9) représentent les mouvements des trois premiers modes suivant les trois directions :

**Fig. IV.7. Mode 1.** Translation selon l'axe Y.

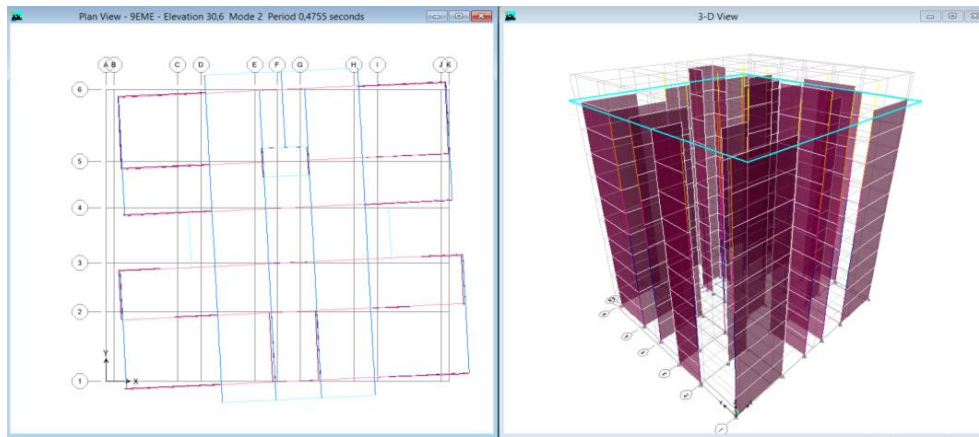


Fig. IV.8. Mode 2. Translation selon l'axe X.

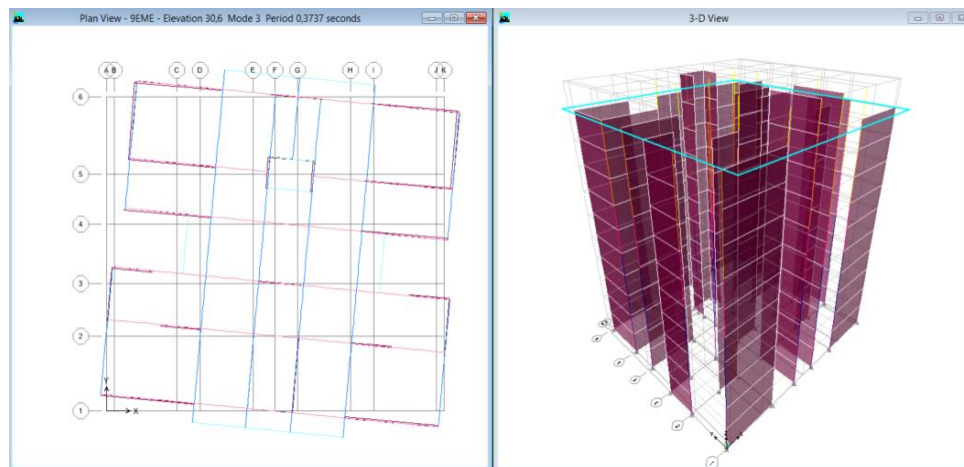


Fig. IV.9. Mode 3. Torsion.

IV.1.6.2.3. Vérification de l'effort Sismique à la base

Sismiques déterminée par la méthode statique équivalent.

D'après les résultats obtenus, on a :

$$W = 137541,985 \text{ KN}$$

Le tableau (IV.17) représente les résultats de l'effort tranchant, Empirique et dynamique, obtenus pour le calcul des forces sismiques

Tableau IV.17. Vérification des efforts tranchants à la base pour le bâtiment R+9

sens	V Etabs	V(RPA)	0,8V(RPA)	V>0,8V(RPA)
EX	15406,4	17566,08	14052,86	vérifiée
EY	15638,97	17094,5	13675,6	vérifiée

D'après les résultats obtenus, nous avons constaté que l'effort tranchant à la base est vérifié.

IV.1.6.2.4. Vérification des déplacements latéraux inter-étages

Ce déplacement relatif ne doit pas dépasser 1 % de la hauteur d'étage. Les résultats de calcul Sont groupés dans le tableau

Les tableaux (IV.18) et (IV.19) représente les vérifications des déplacements avec le déplacement exigé par les règles parasismique algériennes dans le sens X et Y respectivement tel que $\Delta \leq 1\%h_e$.

Tableau IV.18. Vérification des déplacements inter étages Sens X-X pour R+9

Story	Diaphragm	Load	UX	δ_{kx}	delta kx	h	deplacement x	observation
TERR	D11	EX	0,0068	0,0238	0,0056	0,0306	0,025	vérifiée
9EME	D10	EX	0,0052	0,0182	0,0021	0,0306	0,0285	vérifiée
8EME	D9	EX	0,0046	0,0161	0,00245	0,0306	0,02815	vérifiée
7EME	D8	EX	0,0039	0,01365	0,0021	0,0306	0,0285	vérifiée
6EME	D7	EX	0,0033	0,01155	0,0021	0,0306	0,0285	vérifiée
5EME	D6	EX	0,0027	0,00945	0,00245	0,0306	0,02815	vérifiée
4EME	D5	EX	0,002	0,007	0,00175	0,0306	0,02885	vérifiée
3EME	D4	EX	0,0015	0,00525	0,0021	0,0306	0,0285	vérifiée
2EME	D3	EX	0,0009	0,00315	0,0014	0,0306	0,0292	vérifiée
1ER	D2	EX	0,0013	0,00455	0,00315	0,0306	0,02745	vérifiée
RDC	D1	EX	0,0004	0,0014	0,0014	0,0306	0,0292	vérifiée

Tableau IV.19. Vérification des déplacements inter étages Sens Y-Y pour R+9

Story	Diaphragm	Load	UY	δ_{ky}	delta ky	h	deplacement y	observation
TERR	D11	EY	0,0267	0,09345	0,0098	0,0306	0,0208	vérifiée
9EME	D10	EY	0,0239	0,08365	0,00945	0,0306	0,02115	vérifiée
8EME	D9	EY	0,0212	0,0742	0,01015	0,0306	0,02045	vérifiée
7EME	D8	EY	0,0183	0,06405	0,01015	0,0306	0,02045	vérifiée
6EME	D7	EY	0,0154	0,0539	0,01015	0,0306	0,02045	vérifiée
5EME	D6	EY	0,0125	0,04375	0,01015	0,0306	0,02045	vérifiée
4EME	D5	EY	0,0096	0,0336	0,00945	0,0306	0,02115	vérifiée
3EME	D4	EY	0,0069	0,02415	0,0084	0,0306	0,0222	vérifiée
2EME	D3	EY	0,0045	0,01575	0,00735	0,0306	0,02325	vérifiée
1ER	D2	EY	0,0024	0,0084	0,0056	0,0306	0,025	vérifiée
RDC	D1	EY	0,0008	0,0028	0,0028	0,0306	0,0278	vérifiée

Les déplacements relatifs inter-étages sont inférieurs à la limite imposée par le « **RPA99**

Version 2003 »

IV.1.6.2.5. Vérification de l'effet P-Δ

Le récapitulatif des résultats de la Vérification d'effet P-Δ inter-étages suivant le sens X-X et Y-Y sont résumé respectivement dans les tableaux (IV.20) et (IV.21)

Tableau IV.20. Vérification l'effet P-Δ inter étages Sens X-X pour R+9

Story	Diaphragm	MassX	pk	delta kx	pk*delta kx	Vx	h	h*Vx	Θ	observation
RDC	D1	1447,13	14196,35	0,0007	9,94	15406,4	3,06	47143,58	0,00021	vérifiée
1ER	D2	1431,58	14043,8	0,00105	14,75	15118,17	3,06	46261,6	0,00032	vérifiée
2EME	D3	1419,86	13928,83	0,0014	19,5	14531,72	3,06	44467,06	0,00044	vérifiée
3EME	D4	1419,86	13928,83	0,00175	24,38	13743,41	3,06	42054,83	0,00058	vérifiée
4EME	D5	1392,82	13663,56	0,0021	28,69	12758,58	3,06	39041,25	0,00073	vérifiée
5EME	D6	1373,44	13473,45	0,0021	28,29	11543,65	3,06	35323,57	0,0008	vérifiée
6EME	D7	1373,44	13473,45	0,0021	28,29	10081,21	3,06	30848,5	0,00092	vérifiée
7EME	D8	1351,81	13261,26	0,0021	27,85	8353,59	3,06	25561,99	0,00109	vérifiée
8EME	D9	1337,83	13124,11	0,00245	32,15	6295,95	3,06	19265,61	0,00167	vérifiée
9EME	D10	1161,45	11393,82	0,00245	27,91	3735,23	3,06	11429,8	0,00244	vérifiée
TERR	D11	311,32	3054,05	0,0056	17,1	1149,1	3,06	3516,25	0,00486	vérifiée

Tableau IV.21. Vérification l'effet p-Δ inter étages Sens Y-Y pour R+9

Story	Diaphragm	MassX	pk	delta ky	pk*deltaky	vy	h	h*Vy	Θ	observation
RDC	D1	1447,132	14196,36	0,0028	39,74981	15638,97	3,06	47855,25	0,000831	vérifiée
1ER	D2	1431,584	14043,84	0,0056	78,6455	15291,87	3,06	46793,12	0,001681	vérifiée
2EME	D3	1419,865	13928,88	0,00735	102,3773	14632,45	3,06	44775,3	0,002286	vérifiée
3EME	D4	1419,865	13928,88	0,0084	117,0026	13781,44	3,06	42171,21	0,002774	vérifiée
4EME	D5	1392,826	13663,63	0,00945	129,1213	12730,73	3,06	38956,03	0,003315	vérifiée
5EME	D6	1373,445	13473,49	0,01015	136,7559	11499,36	3,06	35188,04	0,003886	vérifiée
6EME	D7	1373,445	13473,49	0,01015	136,7559	10086,66	3,06	30865,18	0,004431	vérifiée
7EME	D8	1351,814	13261,29	0,01015	134,6021	8407,83	3,06	25727,96	0,005232	vérifiée
8EME	D9	1337,84	13124,21	0,01015	133,2107	6412,16	3,06	19621,21	0,006789	vérifiée
9EME	D10	1161,45	11393,83	0,00945	107,6717	3945,14	3,06	12072,13	0,008919	vérifiée
TERR	D11	311,3242	3054,09	0,0098	29,93009	1109,42	3,06	3394,825	0,008816	vérifiée

IV.2. Ferrailage des éléments structural

IV.2.1. Ferrailage des éléments structural de bâtiment R+4

IV.2.1.1. Ferrailage des Poteaux

IV.2.1.1.1. Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts vers les fondations, est soumise à un effort normal et à un moment de flexion dans les deux sens, donc ils sont calculés à la flexion composée. Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant

IV.2.1.1.2. Vérification de l'effort normal

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de Rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression De calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_r : Section brute.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton (25 MPa).

Le tableau (IV.22) suivant représente les vérifications de l'effort normal.

Tableau IV.22. Vérification de sollicitation normale pour R+4

poteau x	Br	0,9%B r	Bc (cm ²)	Bc (m ²)	Nd (KN)	fc ₂₈ (mpa)	Bc*fc ₂₈	v	observatio n
40x40	160 0	14.4	1585.6	0.15 8	-883,79	25	3.946	0,22	vérifiée
35x35	122 5	11.025	1213.9 7	0.12 1	-702,37	25	3.0325	0.23	vérifiée

D'après le **RPA99 version 2003**, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales Doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par :

$$*0.9 < \frac{A_s}{B} < 4\% \quad \text{zone courante (Z.C)}$$

$$*0.9 < \frac{A_s}{B} < 6\% \quad \text{zone de recouvrement (Z.R)}$$

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de 50 $\varnothing$ en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieur des zones Nodales.

IV.2.1.1.3. Combinaison d'action

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

Les combinaisons données par les règles du C.B.A 93 :

- E LU : 1.35G+ 1.5Q
- ELS : G+Q

Les combinaisons données par les règles du RPA 99 version 2003 :

- G+Q+E
- 0.8G +E

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

- Effort normal maximal et le moment correspondant (N^{Max} , $M^{\text{Corr.}}$).
- Moment maximum et l'effort correspondant (N^{Max} , $M^{\text{Corr.}}$).
- Moment minimum et l'effort correspondant (N^{Max} , $M^{\text{Corr.}}$).
- Section minimal exigée par RPA

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie correspondra le maximum des quatre valeurs (cas le plus défavorable).

➤ Situation durable

- Combinaison 1,35G+1,5Q : (N_{max} , $M_{\text{corr.}}$)

Le tableau (IV.23) suivant représente le Ferrailages des poteaux en situation durable (N_{max} , $M_{\text{corr.}}$) pour R+4

Tableau IV.23. Ferrailages des poteaux situation durable ($N_{\max}$, $M_{\text{corr.}}$) pour R+4

niveau	Section (cm ²)	$N_{\max}$	$M_{2\text{corr}}$	$M_{3\text{corr}}$	A_s	$A_s(\text{RPA})$
RDC	40x40	-1367,48	-1545,25	-1746,136	9,8	14,4
1ère, 2ème, 3ème, 4ème	35x35	-1086,43	10,74	-4,107	7,8	11,025
terrasse	35x35	-175,15	5,71	6,461114	5,9	11,025

Situation accidentelle

- Combinaison $G+Q\pm E$ ($M_{\max}$, $N_{\text{Corr.}}$)
- Combinaison $0.8G\pm E$ ($M_{\max}$, $N_{\text{Corr.}}$)

Le tableau (IV.24) suivant représente le Ferrailages des poteaux en situation accidentelle ($M_{2\max}$, $M_{3\max}$, $N_{\text{Corr.}}$) pour R+4

Tableau IV.24. Ferrailages des poteaux en situation accidentelle

niveau	section	$M_{2\max}$	$N_{\text{corr.}}$	$M_{3\text{corr}}$	A_s	$M_{2\min}$	$N_{\text{corr.}}$	$M_{3\text{corr}}$	A_s	$A_s(\text{RPA})$
RDC,	40x40	-18,15	-706,05	-0,14	4,4	28,17	-694,48	0,03	5,4	14,5
2ème, 3ème, 4ème	35x35	-31,91	-583,80	-3,18	5	22,22	-136,27	22,22	2	11,025
terrasse	35x35	-17,17	-76,47	-1,43	1,8	14,72	-113,87	-4,30	1,4	11,025
niveau	section	$M_{3\max}$	$N_{\text{corr.}}$	$M_{2\text{corr}}$	A_s	$M_{3\min}$	$N_{\text{corr.}}$	$M_{2\text{corr}}$	A_s	$A_s(\text{RPA})$
RDC	40x40	-6,81	-7,69	23,51	4,8	5,84	-944,88	2,47	5,9	14,5
1ér, 2ème, 3ème, 4ème	35x35	-10,85	-12,26	-31,2	2,5	22,22	-136,27	22,22	2	11,025
tarasse	35x35	-5,65	-6,38	2,98	1,6	5,67	-77,54	2,98	5,2	11,025

➤ **Choix des armatures**

Le tableau (IV.25) représente les choix des armatures des poteaux pour les systèmes de contreventement (R+4)

Tableau IV.25. Choix des armatures des poteaux pour R+4

niveau	Section (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s\min}$ (cm ²)	$A_{s\max}$ (Z-c)	$A_{s\max}$ (Z-r)	Choix	$A_{s\text{adop}}$ (cm ²)
RDC	40x40	9,8	14,4	64	96	8T16	16,07
1ér. 2ème. 3ème. 4ème	35x35	7,8	11,025	49	73,5	8T14	12,30
terrasse	35x35	5,9	11,025	49	73,5	8T14	12,30

IV.2.1.1.4. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service CBA (article A 4.5.3).

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}, N_{ser}), puis elles sont Comparées aux contraintes admissible données par [26]:

-béton : $\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$

-acier :

- Fissuration peu nuisible pas de vérification
- Fissuration préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{bc} = \min \left[\frac{2}{3}f_{es}, 110(\eta f_{tj})^{1/2} \right]$
- Fissuration très préjudiciable..... $\overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{1}{2}f_{es}, 90(\eta f_{tj})^{1/2} \right]$
- Avec :

$\eta = 1,6$ pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s = 201,63\text{MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

- **Combinaison : G+Q**
(N^{max} et M^{max} corr.)

Le tableau (IV.26) désigne les Vérification des contraintes pour R+4

Tableau IV.26. Vérification des contraintes pour R+4

niveau	section	Nser (KN)	Mser (KN.m)	σ_s (Mpa)	$\overline{\sigma}_s$ (Mpa)	σ_{bs} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bs}$ (Mpa)	obs
RDC	40x40	-883,79	0,951	7.2	201,63	0.48	15	Vérifie
1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème}	35x35	-702,37	-2,611	8.4	201,63	0.50	15	Vérifie
Terrasse	35x35	-114,4	-4,924	1.2	201,63	0.081	15	Vérifie

IV.2.1.1.5. Vérification de l'effort tranchant

a-Vérification de la contrainte de cisaillement : selon CBA93 article A.5.1.1

Il faut vérifie que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau}_u$ poteau carré

$\tau_u = \frac{1.4T_u}{bd} \leq \overline{\tau}_u$ Poteau circulaire

Avec :

T_u : l'effort tranchant pour l'état ultime

b : largeur de la section du poteau

d : hauteur utile de la section du poteau

τ_u : Contrainte de cisaillement

$\overline{\tau_u}$: contrainte limitée de cisaillement du béton

La valeur de la contrainte $\overline{\tau_u}$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

***selon le CBA93 : article A.5.2.1.2.1.1**

$\overline{\tau_u} = \text{Min} (0.13f_{c28}; 5\text{MPa})$ fissuration peu nuisible

$\overline{\tau_u} = \text{Min} (0.10f_{c28}; 4\text{MPa})$ fissuration préjudiciable et très préjudiciable

Selon le RPA 99 2003 : article A7.4.3.2

$\overline{\tau_u} = \rho_d f_{c28}$

$\rho_d = 0.075$ si l'élancement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0.040$ si l'élancement $\lambda \leq 5$

Avec :

λ : L'élancement du poteau

i : Rayon de giration

I : moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée

B : section du poteau

L_f : longueur de flambement

Les résultats de Vérification de la contrainte de cisaillement sont regroupés dans le tableau (IV.27)

Tableau IV.27. Vérification de la contrainte de cisaillement pour R+4

niveau	section	Tu (KN)	τ_u (KN)	λ	Pd	$\overline{\tau_u}$ (RPA) (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (BAEL) (Mpa)	obs
RDC	40x40	5,74	0,039	18,55	0,075	1,875	2,5	cv
1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème}	35x35	6,85	0,062	16,23	0,075	1,875	2,5	cv
Terrasse	35x35	3,95	0,035	16,23	0,075	1,875	2,5	cv

IV.2.1.1.6. Ferrailage transversal des poteaux

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99** et Celles du **RPA99 version 2003** ; elles sont données comme suit :

- **Selon BAEL91 modifié 99**

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}(0.9d, 40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}; \varphi_t\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

A_t : section d'armatures transversales

b : largeur de la section droite

h : hauteur de la section droit

S_t : Espacement des armatures transversaux

θ_t : Diamètre des armatures transversales

θ_1 : Diamètre des armatures longitudinales

Selon le RPA99 version 2003 :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h \cdot f_e}$$

Avec :

A_t : section d'armatures transversales

S_t : Espacement des armatures transversaux

T_u : Effort tranchant à l'ELU

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales

H : hauteur totales de la section brute

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant

ρ_a : 2.5 si $\lambda_g \geq 5$

ρ_a : 3.75 si $\lambda_g < 5$

λ_g : Espacement géométrique

- L'espacement des armatures transversaux est déterminé comme suit :

$S_t \leq 10\text{cm}$ zone nodale (zone III)

$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\varphi_1\right) \dots \dots \dots \text{zone courante (zone III)}$

φ_1 : Diamètres minimale des armatures longitudinales du poteau

- La quotité d'armatures transversale minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.3\% \dots \dots \dots \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \dots \dots \dots \lambda_g \leq 3. \\ \text{interpolation entre les valeurs très précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{array} \right.$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau ($\lambda_g = \frac{L_f}{a}$)

a : dimension de la section droit du poteau

L_f : longueur du flambement du poteau

Pour les armateurs transversales $f_e=400\text{MPa}$

le tableau (IV.28) désigne les Espacements maximaux selon RPA99 pour R+4

Tableau IV.28. Espacements maximaux selon RPA99 pour R+4

niveau	section (cm ²)	Barres	φ_1 (mm)	St (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC	40x40	8T16	16	10	16
1�r, 2�me, 3�me, 4�me	35x35	8T14	14	10	14
Terrasse	35x35	8T14	14	10	14

➤ **Choix de diamètres d'armateur**

$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3}$ Avec φ_l : diamètres des armateurs longitudinaux dans les poteaux

On aura : $\varphi_t \geq \frac{\varphi_{lmax}-16}{3} = 5.33\text{mm}$

On adopte $\varphi = 6\text{mm}$ comme armatures transversales

Le choix des armateurs transversaux est regroupé dans le tableau (IV.29).

Tableau IV.29. Choix des armatures transversales pour les poteaux R+4

niveau	Section (cm ²)	L_f (m)	$\lambda_g(\%)$	Pa	$T_u^{\max}$ (KN)	zone	St (cm)	At (RPA)	choix	As(RPA) adopte
RDC	40x40	2,14	5,33	2,5	5,74	N	10	0.089	4T8	2.01
						C	16	0.143	4T8	2.01
1�r, 2�me, 3�me, 4�me	35x35	2,14	6,11	2,5	683	N	10	0.12	4T8	2.01
						C	14	0.14	4T8	2.01
Terrasse	35x35	2,14	6,11	2,5	3,95	N	10	0.070	4T8	2.01
						C	14	0.084	4T8	2.01

➤ **Longueur de recouvrement**

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\Phi_l$ en zone III

Longueur de la zone nodale :

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \right) = 60 \text{ cm}$$

➤ **Schéma de Ferrailage**

La figure (IV.10) représente les coupes de ferrailage adoptées pour les sections des poteaux

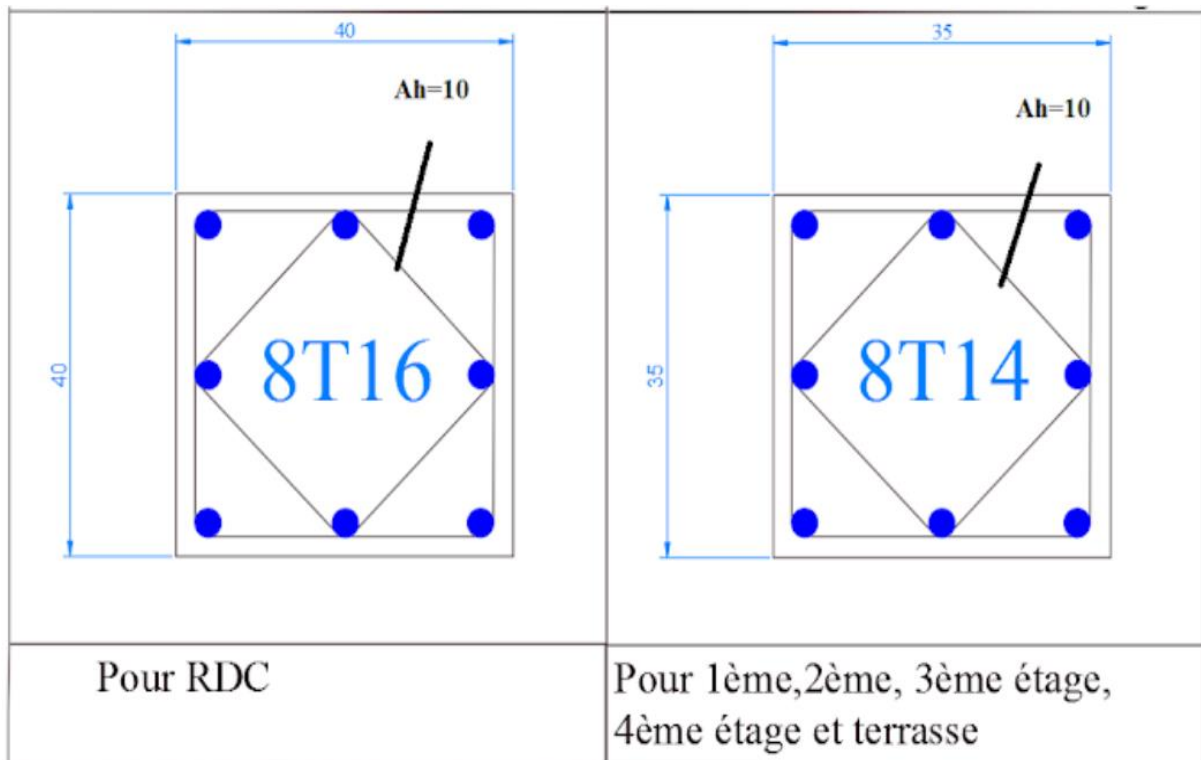


Fig. IV.10. Schéma de Ferrailage des poteaux pour R+4

IV.2.1.2. Ferrailage des poutres

IV.2.1.2.1. Introduction

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les charges aux poteaux, Elles sont sollicitées en flexion simple. Elles sont ferrillées à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux situations.

a. Combinaisons d'actions

En fonction du type de sollicitation, on a :

- Combinaisons exigées par le " **CBA 93** "
 - E.L.U : situation durable $1.35 G + 1.5 Q$
 - E.L.S : situation durable $G + Q$
- Combinaisons exigées par le " **RPA 99 version 2003** "

- Situation accidentelle : $G + Q \pm E$

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : charge sismique.

La section finale des armatures sera calculée suivant toutes les combinaisons en considérant $M_a \max$ et $M_t \max$.

b. Recommandations des règlements

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section. Le pourcentage total maximum est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de $50 \varnothing$ en zone III.

Les armatures longitudinales sont déterminées en flexion simple, en tenant compte des deux situations suivantes :

✓ Situation durable :

- Béton : $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$.
- Acier : $\gamma_s = 1,15$; Fe E 400 ; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$.

✓ Situation accidentelle :

- Béton : $\gamma_b = 1,15$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$.
- Acier : $\gamma_s = 1,00$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$.

c. Résultats des efforts et ferrailage des poutres

Les résultats des efforts sont donnés par le logiciel ETABS.

IV.2.1.2.2. Présentation des résultats

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armature calculée pour chaque type de poutre sous les différentes combinaisons.

a) Sens non porteur

- **Combinaison 1.35G+1.5Q (Etagé courant)**

Tableau IV.30. Ferrailage des poutres non porteuses (situation durable) pour R+4

Axe	section	position	M	1,13*M	As	As'
A	40x50	appuis	-163,785	-181,80	0	11,98
		travée	95,118	105,58	7,06	0
B	40x50	appuis	-120,877	-99,26	0	6,31
		travée	75,606	62,08	4,07	0
D	40x50	appuis	-182	-202,02	0	13,44
		travée	108,24	120,14	8,08	0
E	40x50	appuis	-89,091	-98,89	0	6,28
		travée	46,38	51,48	3,36	0
F	40x50	appuis	-114,042	-126,58	0	8,14
		travée	4,536	5,03	0,32	0
G	40x50	appuis	-122,057	-135,48	0	8
		travée	63,713	70,72	8	0
H	40x50	appuis	-182,072	-202,09	0	8,74
		travée	108,24	120,14	8,08	0
J	40x50	appuis	-120,893	-134,19	0	8,66
		travée	75,576	83,88	5,55	0
k	40x50	appuis	-166,138	-184,41	0	12,16
		travée	96,422	108,95	7,29	0

- Terrasse

Tableau .IV.31. Ferrailage des poutres non porteuses (situation durable) pour R+4

Axe	section	position	M	1,1*M	As	As'
5	35x40	appuis	-4,772	-5,392	0	0,42
		travée	3,414	3,857	0,32	0
4	35x40	appuis	-8,071	-9,120	0	0,71
		travée	4,627	5,228	0,43	0
3	35x40	appuis	-0,786	-0,888	0	0,07
		travée	0,631	0,713	0,06	0
2	35x40	appuis	-7,344	-8,298	0	0,65
		travée	4,147	4,686	0,39	0
1	35x40	appuis	-8,827	-9,974	0	0,78
		travée	3,623	4,093	0,34	0

- Situation accidentelle : Combinaison G+Q±E.

- Etage courant

Tableau IV.32. Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle) pour R+4

Axe	section	position	M	1,13*M	As	As'
A	40x50	appuis	-119,018	-134,49	0	8,68
		travée	69,085	78,06	5,15	0
B	40x50	appuis	-87,849	-99,26	0	6,31
		travée	54,942	62,08	4,07	0
D	40x50	appuis	-132,196	-149,38	0	9,7
		travée	78,665	88,89	5,9	0
E	40x50	appuis	-122,018	-137,88	0	8,91
		travée	63,65	71,92	4,73	0
F	40x50	appuis	-83,103	-93,90	0	5,96
		travée	3,692	4,17	0,27	0
G	40x50	appuis	-122,057	-137,92	0	8,91
		travée	63,713	71,99	4,74	0
H	40x50	appuis	-132,25	-149,44	0	9,7
		travée	78,664	88,89	5,9	0
J	40x50	appuis	-87,861	-99,28	0	6,31
		travée	54,921	62,06	4,07	0
k	40x50	appuis	-120,761	-136,45	0	8,81
		travée	70,052	79,15	5,23	0

- Terrasse

Tableau IV.33. Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle) pour R+4

Axe	section	position	M	1,13*M	As	As'
5	35x40	appuis	-3,523	-3,98099	0	0,31
		travée	2,528	2,85664	0,24	0
4	35x40	appuis	-5,934	-6,70542	0	0,52
		travée	3,404	3,84652	0,32	0
3	35x40	appuis	-0,583	-0,65879	0	0,05
		travée	0,466	0,52658	0,04	0
2	35x40	appuis	-5,391	-6,09183	0	0,48
		travée	3,056	3,45328	0,32	0
1	35x40	appuis	-6,445	-7,28285	0	0,57
		travée	2,672	3,01936	0,25	0

b) Sens porteur

➤ Situation durable : Combinaison 1.35G+1.5Q.

- Etage courant

Tableau IV.34. Ferrailage des poutres porteuses (situation durable) pour R+4

Axe	section	position	M	1,13*M	As	As'
6	40x65	appuis	-71,686	-79,571	0	3,75
		travée	52,069	57,796	2,81	0
5	40x65	appuis	-62,648	-69,539	0	3,27
		travée	34,805	38,633	1,87	0
4	40x65	appuis	-148,131	-164,425	0	7,91
		travée	47,702	52,949	2,57	0
3	40x65	appuis	-213,691	-237,197	0	11,61
		travée	100,446	111,495	5,48	0
2	40x65	appuis	-105,927	-117,578	0	5,59
		travée	74,993	83,242	4,07	0
1	40x65	appuis	-220,895	-245,193	0	12,02
		travée	38,198	42,399	2,05	0

- Terrasse

Tableau IV.35. Ferrailage des poutres porteuses (situation durable) pour R+4

axe	section	position	M	1,13*M	As	As'
D	35x55	appuis	-10,09	-11,401	0	0,63
		travée	15,233	17,213	1	0
E	35x55	appuis	-54,72	-61,833	0	3,51
		travée	46,38	52,409	3,09	0
G	35x55	appuis	-74,887	-84,622	0	4,84
		travée	63,713	71,995	4,27	0
h	35x55	appuis	-10,038	-11,342	0	0,63
		travée	15,224	17,203	1	0

- Situation accidentelle : Combinaison G+Q±E.

- Etage courant

Tableau IV.36. Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle) pour R+4

Axe	section	position	M	1,13*M	As	As'
6	40x65	appuis	-52,385	-58,147	0	2,73
		travée	38,155	42,352	2,05	0
5	40x65	appuis	-45,736	-50,766	0	2,38
		travée	25,405	28,199	1,36	0
4	40x65	appuis	-108,247	-120,154	0	5,72
		travée	34,814	38,643	1,87	0
3	40x65	appuis	-156,16	-173,33	0	8,35
		travée	73,182	81,232	3,97	0
2	40x65	appuis	-77,32	-85,825	0	4,05
		travée	54,728	60,748	2,95	0
1	40x65	appuis	-163,626	-181,624	0	8,77
		travée	27,999	31,078	1,5	0

- Terrasse

Tableau IV.37. Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle) pour R+4

axe	section	position	M	1,13*M	As	As'
D	35x55	appuis	-7,397	-8,35861	0	0,46
		travée	11,308	12,77804	0,74	0
E	35x55	appuis	-74,841	-84,57033	0	4,84
		travée	63,65	71,9245	4,27	0
G	35x55	appuis	-54,754	-61,87202	0	3,51
		travée	46,427	52,46251	3,09	0
h	35x55	appuis	-7,358	-8,31454	0	0,46
		travée	11,302	12,77126	0,74	0

IV.2.1.2.3. Choix des armatures longitudinales

Les tableaux suivants regroupent les Choix des armatures longitudinales dans les deux sens

a) Sens non porteur**Tableau IV.38.** Choix des armatures pour les poutres non porteuses pour R+4

niveau	section	position	As _{max}		As _{calc}	choix	As _{adop}	As _{min}
			ZC	ZR				
RDC+1.2.3ème	40*50	appuis	90	135	13,44	3T16+5T14	13,72	11,25
		travée			8,08	3T16+3T14	10,64	11,25
terrasse	35*40	appuis	56	84	0,78	4T14	6,157	7
		travée			0,34	4T14	6,157	7

b) Sens porteur**Tableau IV.39.** Choix des armatures pour les poutres porteuses pour R+4

niveau	section	position	As _{max}		As _{calc}	choix	As _{adop}	As _{min}
			ZC	ZR				
RDC+1.2.3ème	40*65	appuis	81	121,5	12,02	6T16	12,06	14,625
		travée			5,45	3T16	6,03	14,625
terrasse	35*55	appuis	77	115,5	4,84	4T16	8,04	9,625
		travée			4,27	4T16	8,04	9,625

- Condition non fragilité

$$As \geq As_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Le tableau (IV.40) illustre la vérification de condition de non fragilité

Tableaux IV. 40. Condition non fragilité

R+4				
section		$A_{S_{adp}}$	$A_{S_{min}} (cm^2)$	vérification
40x50	travée	13,72	2,717	vérifiée
	appuis	10,64	2,717	vérifiée
35x55	travée	8,04	2,324	vérifiée
	appuis	8,04	2,324	vérifiée
40x65	travée	16,67	3,532	vérifiée
	appuis	22,7	3,532	vérifiée
35x40	travée	4,61	1,691	vérifiée
	appuis	4,61	1,691	vérifiée

IV.2.1.2.4. Vérification vis-à-vis de L'ELS

Les tableaux suivants regroupent la Vérification des poutres à l'ELU dans les deux sens

a) Sens non porteur

• Combinaison G+Q.

Tableau IV.41 .Vérification des poutres non porteuses à l'ELS pour le bâtiment R+4

section	position	Mser (KN.m)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\bar{\sigma}$ (Mpa)	vérification	vérification
40x50	travée	78,665	0,677	15	-7,5	201,63	vérifiée	vérifiée
	appuis	-132,196	-0,16		-2,569		vérifiée	vérifiée
35x40	travée	3,404	0,045		-0,466		vérifiée	vérifiée
	appuis	-5,934	-0,016		-0,187		vérifiée	vérifiée

b) Sens porteur

Tableau. IV.42. Vérification des poutres porteuses à l'ELS pour le bâtiment R+4

section	position	Mser (KN.m)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\bar{\sigma}$ (Mpa)	vérification	vérification
40x65	travée	73,182	0,32	15	-3,207	201,63	vérifiée	vérifiée
	appuis	-156,16	-0,075		-2,388		vérifiée	vérifiée
35x55	travée	46,427	0,334		-3,26		vérifiée	vérifiée
	appuis	-54,754	-0,063		-1,248		vérifiée	vérifiée

IV.2.1.2.5. Vérification de l'effort tranchant

a. Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

* Selon le CBA 93 article A 5.1.2.1.1

$\bar{\tau}_u = \min(0,2 f_{c28}; 5 \text{ Mpa})$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \min(0,15 f_{c28}; 4 \text{ Mpa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

Les tableaux suivants regroupent la Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de terrasse et l'étage courant respectivement

• Terrasse

Tableau. IV.43. Vérification de la contrainte de cisaillement de terrasse pour R+4

section	Tu max (KN)	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	vérification
35x55	57,1	0,33	3,75	vérifiée
35x40	9,51	0,08	3,75	vérifiée

• Etage courant

Tableau. IV.44. Vérification de la contrainte de cisaillement d'étage courant pour R+4

section	Tu max (KN)	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	vérification
40x50	195,95	0,97	3,75	vérifiée
40x65	150,11	0,57	3,75	vérifiée

b. Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE40 ($f_e=400\text{MPa}$).

• Selon le BAEL 91 modifié 99

$$\begin{cases} S_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b \\ \frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{t28} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{b \cdot S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{E}; 0,4 \text{ Mpa}\right) \end{cases}$$

- Selon le RPA 99 version 2003 article 7.5.2.2 :

$$\begin{cases} S_t = \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \\ S_t \geq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi_L\right) & \text{zone nodale} \\ S_t \geq \frac{h}{2} & \text{zone courante} \end{cases}$$

Avec

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \phi_L ; \frac{b}{10}\right) = 1,4$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Les résultats de calcul des armatures transversales sont résumés dans les tableaux (IV .45)(IV .46)

- Terrasse

Tableau .IV.45. Calcul des armatures transversales pour la terrasse

section	BAEL91	RPA 99		St _{adp}		A _{tmax}	choix
	St (cm)	St(cm) ZN	St (cm) ZC	ZN	ZC		
35x55	44,55	13,75	27,5	10	15	1,57	4T8
35x40	32,4	10	20	10	15	1,57	4T8

- Etage courant

Tableau .IV.46. Calcul des armatures transversales pour l'étage courant

section	BAEL91	RPA 99		St _{adp}		A _{tmax}	choix
	St (cm)	St (cm) ZN	St (cm) ZC	ZN	ZC		
40x50	40,5	12,5	25	10	15	2,02	4T8
40x65	52,65	16,25	32,5	10	15	2,02	4T8

IV.2.1.2.6. Recouvrement des armatures longitudinales

L_r = 50 ϕ (zone III). **RPA99v2003**

L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

$\phi = 20 \text{ mm} \dots \dots \dots L_r = 100 \text{ cm}$

$\phi = 16 \text{ mm} \dots \dots \dots L_r = 80 \text{ cm}$

$\phi = 14 \text{ mm} \dots \dots \dots L_r = 70 \text{ cm}$

$\phi = 12 \text{ mm} \dots \dots \dots L_r = 60 \text{ cm}.$

IV.2.1.2.7. Arrêt des barres

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

$$\text{Armatures supérieures : } h' \geq \begin{cases} \frac{L_{MAX}}{4} & \text{Appuis en travée de rive.} \\ \frac{L_{MAX}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire.} \end{cases}$$

Avec :

$$L = \max (L_{gauche} ; L_{droite})$$

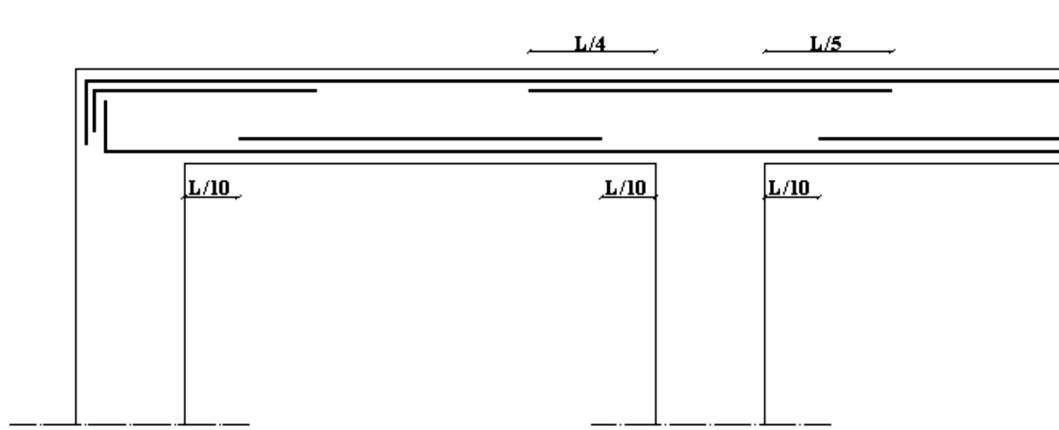


Fig. IV.11. Arrêt des barres.

IV.2.1.2.8. Vérification de la flèche : CBA93 article B.6.5.2

Flèche totale :

$$\Delta f_t = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

Tel que :

- **Terrasse**

$$\text{Poutre porteuses : } \bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1,09 \text{ cm } (L=590 \text{ m} > 5\text{m})$$

$$\text{Poutre non porteuses : } \bar{f} = \frac{L}{500} = 0,89 \text{ cm } (L=446 \text{ m} < 5\text{m})$$

- **Etage courant**

$$\text{Poutre porteuses : } \bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1,19 \text{ cm } (L=690 \text{ m} > 5\text{m})$$

$$\text{Poutre non porteuses : } \bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1,04 \text{ cm } (L=540 \text{ m} > 5\text{m})$$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

- **Position de l'axe neutre « y_1 »:**

$$y_1 = \frac{\frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_s \cdot d}{bh + 15A_s}$$

- **Moment d'inertie de la section totale homogène « I_0 » :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + b h \left(y - \frac{h}{2}\right)^2 - 15 A_s (d - y_1)^2$$

-Calcul des moments d'inerties fictifs :

$$I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1+\lambda_i \mu} ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1+\lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2+3 \frac{b_0}{b}\right)} \quad \text{pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_i = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2+3 \frac{b_0}{b}\right)} \quad \text{pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats Vérification de la flèche sont récapitulés dans les tableaux (IV.47) (IV.48)

- Terrasse

Tableau .IV.47. Tableau récapitulatif du calcul de la flèche pour R+4

poutre	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y ₁ (cm)	σ _s (Mpa)	δ (Mpa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
porteuse	46,42	8,04	28,79	116,65	0,004	4,52	0,001	0,13	740639,71	500917,58	740449,44
non porteuse	3,40	6,15	20,99	15,35	0,004	4,29	0,001	-0,53	210854,5	-180837,3	211073,63

- Etage courant

Tableau .IV.48. Tableau récapitulatif du calcul de la flèche pour R+4

poutre	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y ₁ (cm)	σ _s (Mpa)	δ (Mpa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
porteuse	73,18	12,06	34,01	103,72	0,004	4,58	0,001	0,08	2201501,4	1763374,8	2201172,9
non porteuse	78,66	13,72	27,00	104,80	0,008	2,54	0,003	0,33	618586,19	365391,65	617897,66

- Calcul des modules de déformation

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,195 \text{ Mpa}$$

$$E_i = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ Mpa}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées (poutre porteuse R+4)

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 0,24 \text{ cm} \quad (L = 540 \text{ cm})$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 0,41 \text{ cm} \quad (L = 540 \text{ cm})$$

$$\Delta f_t = f_v - f_i = 0,17 \text{ cm} < \bar{f} = 1,04 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Le tableau (IV.49) désigne la Vérification de la flèche pour R+4

Tableau IV.49. Tableau Vérification de la flèche pour R+4

section	fi (cm)	fv (cm)	Δf_t (cm)	$\bar{f}$ (cm)	vérification
35x55	0,1	0,2	0,1	1,09	vérifiée
35x40	-0,0116	0,03	0,0416	0,892	vérifiée
40x50	0,2	0,34	0,14	1,04	vérifiée
40x65	0,06	0,15	0,09	1,19	vérifiée

➤ **Schéma de ferrailage**

Les figures suivantes représentent les coupes de ferrailage adoptées pour les sections des poutres

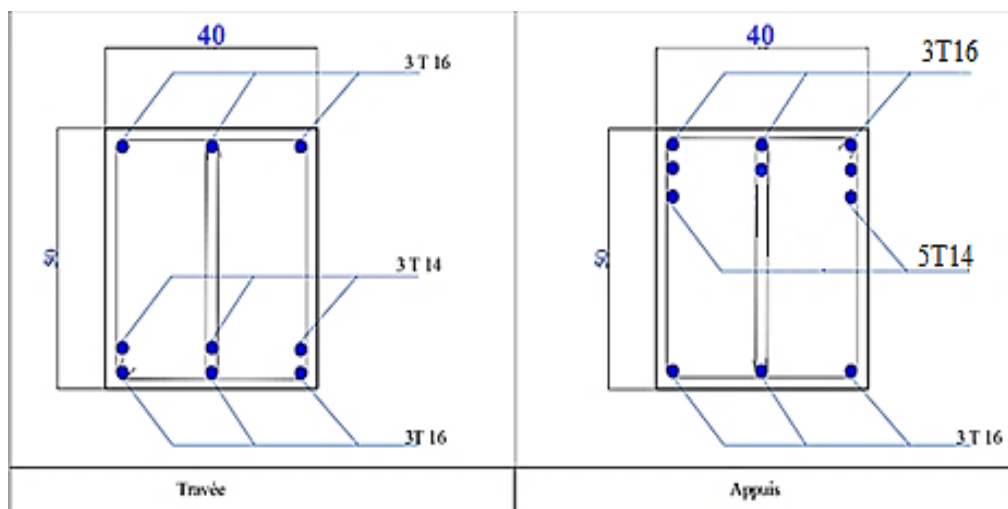
• **Etage courant**

Fig. IV.12. Schéma de Ferrailage des poutres non porteuses d'étage courant pour R+4

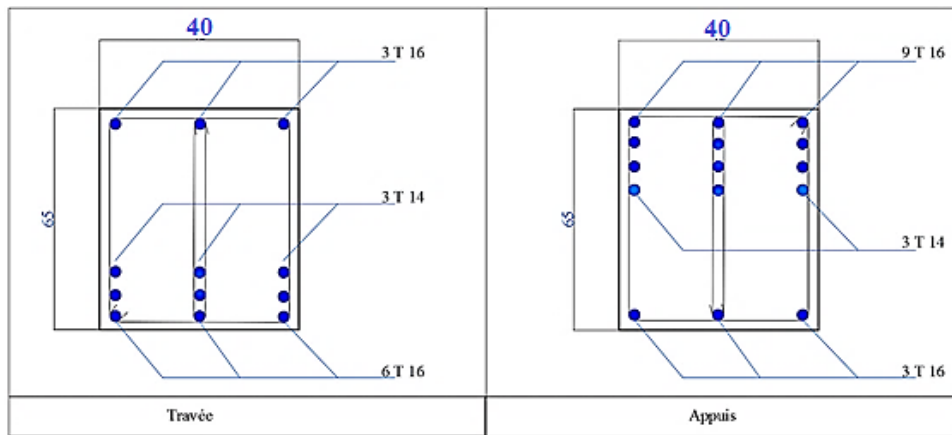


Fig. IV.13. Schéma de Ferrailage des poutres porteuses d'étage courant pour R+4

- **Terrasse**

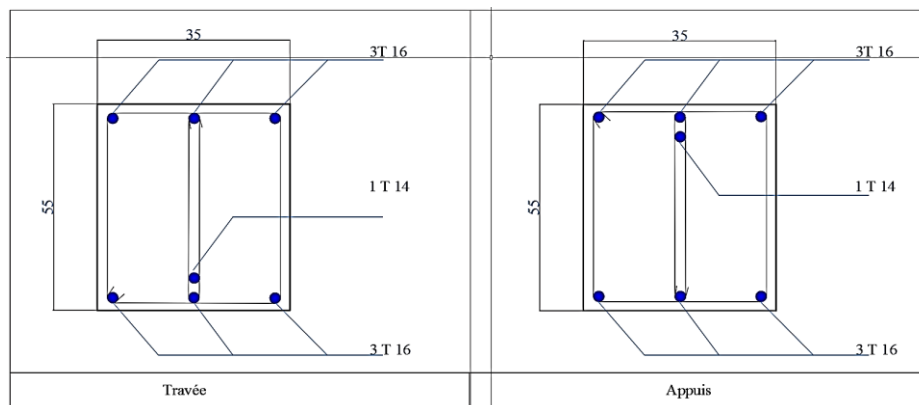


Fig. IV.14. Schéma de Ferrailage des poutres porteuses d'étage courant pour R+4

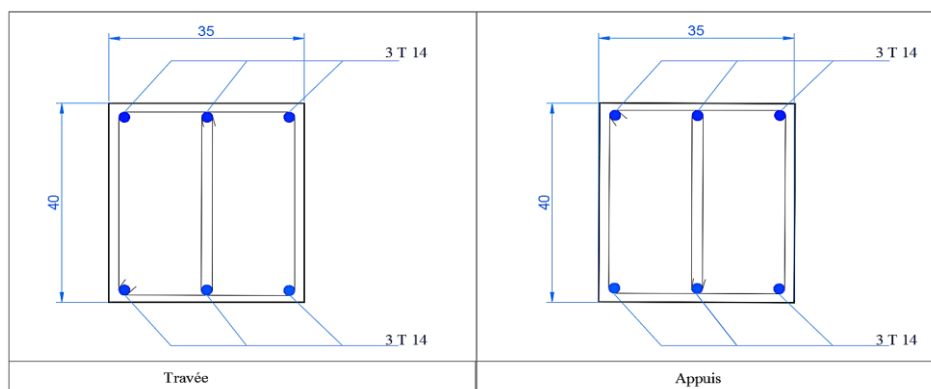


Fig. IV.15. Schéma de Ferrailage des poutres non porteuses d'étage courant pour R+4

IV.2.1.3. Ferrailage des voiles

IV.2.1.3.1. Introduction

Un voile est un élément structural et de contreventement qui se comporte comme une console verticale en castrée à sa base. Il est soumis à des charges réparties ou concentrées

et sollicités par un effort normal N , un effort tranchant V , et un moment fléchissant M qui prend la valeur maximale au niveau de la section d'encastrement. Ils présentent une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales agissantes dans leurs plans et une faible rigidité dans la direction perpendiculaire à son plan, ce qui nécessite d'être contreventé par des portiques qui vont reprendre les charges verticales.

Suivant la géométrie il y a deux types de voiles, **voile simple** et **voile composé** comme le montre les figures (Fig.IV.16) (Fig.IV.17) :

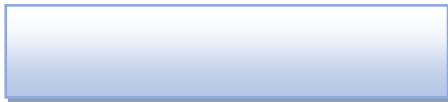


Fig.IV.16. Schéma de Voile simple



Fig.IV.17 .schéma de voile composé

Les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement par la méthode des contraintes, leur ferrailage est composé de :

- Armatures verticales,
- Armatures horizontales,
- Armatures transversales.

- **Les armatures verticales**

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales l'effet de tractions doit être pris en totalité par les armatures.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2%

- **Les armatures horizontales**

Les barres horizontales doivent être munies de crochet à 135° ayant une longueur égale à 10 .

- **L'espacement**

L'espacement des barres verticales et horizontales est donné par formule suivante :

$S_t \text{ min } (1,5a ; 30\text{cm})$

Avec :

a: épaisseur du voile.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré,

Le diamètre des barres ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

IV.2.1.3.2. Méthode de ferrailage des voiles

a) Calcul des contraintes

On calcul les contraintes max et min par la formule de **NAVIER**

$$\sigma_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec

N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section transversale du voile.

I : moment d'inertie.

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

Pour le calcul du ferrailage en à 3 cas :

1^{er} cas

Si $(\sigma_1; \sigma_2) \geq 0 \rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimé, la zone courante est armée par le minimum exigé par « **RPA99 modifié en 2003[1]** » ($A_{min}=0,2\%a.l$)

2^{ème} cas

Si $(\sigma_1; \sigma_2) \leq 0 \rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue (pas de zone comprimée) on calcule le volume des contraintes de traction F_t

La section des armatures verticales : $A_v = \frac{F_t}{f_e}$

On compare A_v avec la section minimale exigée par « **RPA99 modifié en 2003[1]** » :

Si $A_v \leq A_{min} = 0,20\%a.L$.on ferraille avec la section minimale.

Si $A_v > A_{min} = 0,20\%a.L$.on ferraille avec A_v .

3^{ème} cas

Si σ_1 et σ_2 sont de signe différent, la section est donc partiellement comprimée, on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

b) Armature horizontale

Ces armatures doivent supporter les efforts de traction d'après « **RPA99 modifié en 2003 [1] articles 7.7.2** »

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5Mpa$$

T : effort tranchant du au séisme.

a : épaisseur du voile.

$d = 0,9h$.

h : hauteur total de la section.

τ_b : Contraintes admissible du béton.

Le pourcentage minimal total des armatures données par **RPA99 modifié en 2003 [1]** :

$\tau_b \leq 0,025 f_{c28} = 0,625Mpa \Rightarrow A = 0,15\%a.1m$

$$\tau_b > 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ Mpa} \Rightarrow A = 0,25\% a. 1\text{m}$$

c) L'espace

D'après le « **RPA99 modifié en 2003 [1]** » $S \leq (1,5a ; 30\text{cm})$ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

$40\phi \longrightarrow$ les barres situées dans la zone où le renversement des efforts sont possibles.

$20\phi \longrightarrow$ les barres situées dans la zone comprimées sous l'action de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{f_e} \times \frac{x}{L}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1,4 V$$

V : L'effort tranchant dans la section considérée ;

x : Longueur de la zone tendue ;

L : Longueur du voile.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

d) Armatures transversales

Les armatures transversales perpendiculaire à la face du voile sont des épingles au nombre au moins 4 épingles au mètre carré, servant à retenir les deux nappes d'armatures verticales.

IV.2.1.3.3. Ferrailage des voiles sous (0,8G E)

1) Premier type

➤ Forme voile pleine en U (sens x)

La figure (**Fig.IV.18**) représente la vue en plan de notre voile en U

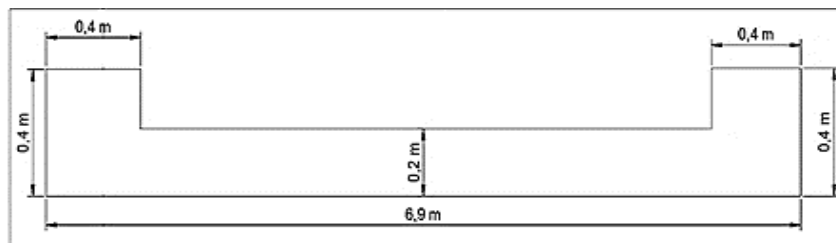


Fig.IV.18. Vue en plan du voile plein en U

On peut grouper les Caractéristiques géométriques et sollicitations du voile dans le tableau (**V.50**)

Tableau V.50. Caractéristiques géométriques et sollicitations du voile

A (m ²)	V ₁ (m)	V ₂ (m)	I (m ⁴)	G+Q+E		T (KN.m)	0.8G+G+E	
				N (KN)	M (KN.m)		N (KN)	M(KN.m)
1.54	3.45	3.45	7.16	-6980,5	-3804,96	1063,05	-1858,05	-11895,90

a. Calcul des contraintes

$$\sigma_1 = \left(\frac{-1858.05}{1.54} - \frac{11895.90 \times 3.45}{7.16} \right) \times 10^{-3} = -6.34 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = \left(\frac{-1858.05}{1.54} + \frac{11895.90 \times 3.45}{7.16} \right) \times 10^{-3} = 4.53 \text{ Mpa}$$

$\sigma_1; \sigma_2 \leq 0$ donc La section du voile est entièrement tendue (pas de zone comprimée)

b. Vérification de la contrainte de compression sous (G+Q ±E)

$$\sigma_1 = -6.45 \text{ MPA}$$

$$\sigma_2 = -2.78 \text{ MPA}$$

$$\sigma_1 = -6.45 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots cv$$

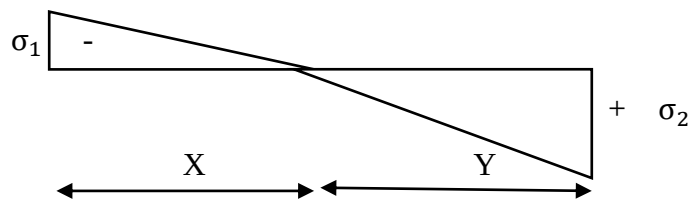
$$\sigma_2 = -2.78 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots cv$$

c. Longueur de la zone tendue

$$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} \cdot L$$

$$X = 2,73 \text{ m}$$

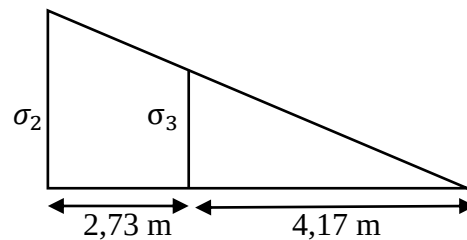
$$Y = L - X = 4,17$$



Avec :

X : la longueur de la zone tendue

Y : la longueur de la zone comprimée

**d. Calcul de la contrainte σ_3**

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_2(x-b)}{x} = \frac{4.53(2.73-0.4)}{2.73} = 3.87 \text{ Mpa}$$

e. Détermination des armatures verticales**➤ Ferrailage de première partie****-Tronçon AB**

La force de traction résultante :

$$F_1 = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right) b \cdot h$$

$$F_1 = \left(\frac{4.53 + 3.87}{2} \right) 0.4 \times 0.4 \times 10^3 = 672 \text{ KN}$$

$$A_{v1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{672 \times 10}{400} = 16.84 \text{ cm}^2$$

-Tronçon BC

$$F_2 = \frac{1}{2} \times 3.87 (2.73 - 0.40) \times 0.20 \times 10^3 = 901.71 \text{ KN}$$

$$A_{v2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{901.71 \times 10}{400} = 22.54 \text{ cm}^2$$

$$A_t = A_{v1} + A_{v2}$$

$$A_t = 39.34 \text{ cm}^2$$

➤ Calcul de A_{vj}

On a :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{400} \times \frac{X}{L} \text{ Avec } \bar{V} = 1.4V$$

V: Effort tranchant

$$A_{vj} = 1.62 \text{ cm}^2$$

➤ Section totale d'armateur

$$A_t = A_t + A_{vj} = 240.36$$

$$A_t = 40.36 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 2003 [11]

$$A_t = 40.36 > A_{\min} = 0.2\% \cdot a \cdot X = 0.2\% \times 0.20 \times 32.73 \times 10^4 = 10.92 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

f. Détermination des armatures horizontales

➤ La contrainte de cisaillement

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} = \frac{1.4V}{a \cdot 0.9 \cdot l} = \frac{1.4 \times 1063.06 \times 10}{20 \times 0.9 \times 690} = 1.19 \text{ MPA}$$

$$\tau_b = 1.19 \text{ MPA} < \bar{\tau}_b = 0.2 F_{c28} = 5 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{cv}$$

➤ Le pourcentage minimal selon RPA 2003

$$\tau_b = 1.19 \text{ MPA} > \bar{\tau}_b = 0.0025 f_{c28} = 0.625 \dots \dots \dots \text{cv}$$

$$A_h \geq 0.25\% \cdot a \cdot 1m = 0.25\% \times 20 \times 100 = 5 \text{ cm}^2$$

On Pender:

$$A_h = 2(4T10) = 6.28 \text{ cm}^2$$

$$S_h = 10 \text{ cm}$$

➤ **L'espacement**

$$S_v \leq \min(1,5 a = 30 ; 30) = 30 \text{ cm}$$

g. Armatures courantes

$$A_c \geq 0.2\% \times a \times (y-x) = 6.11 \text{ cm}^2$$

h. Choix d'armature

Le poteau : $A_p = 8T16 = 16.08 \text{ cm}^2$

Zone de voile : $A_{vp} = 2(28T12) = 63.33$ $E_s = 10 \text{ cm}$

Zone courant : $A_c = 2(4T10) = 4 \text{ cm}^2$ $E_s = 20 \text{ cm}$

Le schéma de ferrailage est représenté sur la figure (IV.19) :

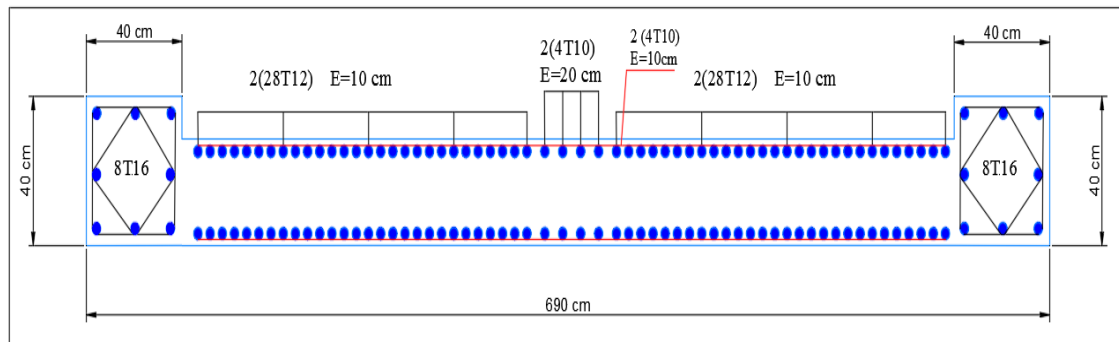


Fig.IV.19. Schéma de ferrailage de voile en U.

2) Deuxième type

➤ **Forme voile en L sans (Vx2)**

La figure (Fig.IV.20) représente la vue en plan de notre voile en L

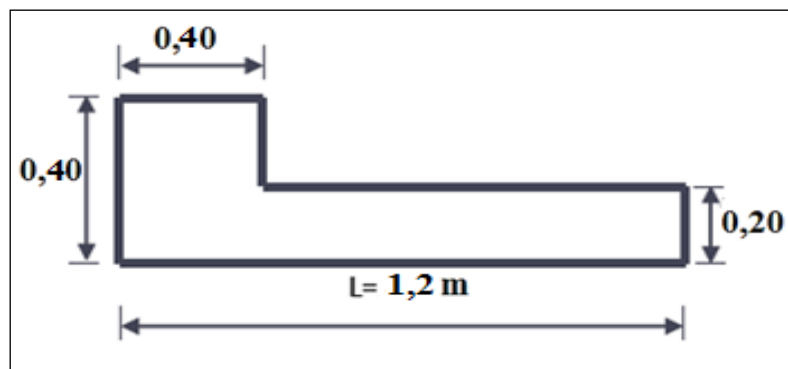


Fig.IV.20. Vue en plan du voile plein en L

On peut grouper les Caractéristiques géométriques et sollicitations du voile dans le tableau (IV.51).

Tableau .IV.51. Caractéristiques géométriques et sollicitations du voile

A (m ²)	V ₁ (m)	V ₂ (m)	I (m ⁴)	G+Q+E		T (KN.m)	0.8G+G+E	
				N (KN)	M (KN.m)		N (KN)	M (KN.m)
2.95	0.5	0.7	0.4	-2001,82	-512,41	194,79	-1373,05	-575,94

➤ **Ferraillage de première partie****a. Calcul des contraintes**

$$\sigma_1 = \left(\frac{-1373.05}{0.32} + \frac{-575.94 \times 0.7}{0.039} \right) \times 10^{-3} = 14.63 \text{ MPA}$$

$$\sigma_2 = \left(\frac{-1373.08}{0.32} - \frac{-575.94 \times 0.5}{0.039} \right) \times 10^{-3} = -3.09 \text{ MPA}$$

σ_1 et σ_2 sont de signe différent donc la section est partiellement comprimée.

b. Vérification de la contrainte de compression sous : (G+Q ±E)

$$\sigma_1 = -15.18 \text{ MPA}$$

$$\sigma_2 = 2.94 \text{ MPA}$$

$$\sigma_1 = -15.18 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots cv$$

$$\sigma_2 = 2.94 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots cv$$

c. Longueur de la zone tendue

$$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} l$$

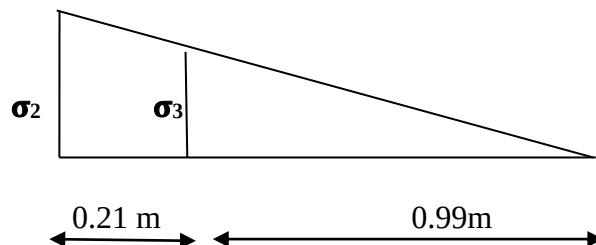
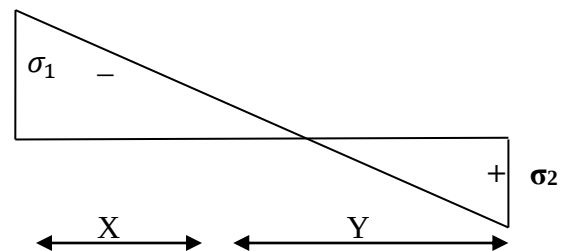
$$X = 0.21 \text{ m}$$

$$Y = L - X = 0.99$$

Avec :

X : la longueur de la zone tendue

Y : la longueur de la zone comprimée

**d. Calcul de la contrainte σ_3**

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_2(x-b)}{x} = \frac{3.09(0.21-0.4)}{0.21} = -2.97 \text{ MPA}$$

e. Détermination des armatures verticales➤ **Ferraillage de première partie :**

-Tronçon AB :

La force de traction résultante :

$$F_1 = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right) b \cdot h$$

$$F_1 = \left(\frac{2.79 + 3.09}{2} \right) 0.4 \times 0.4 \times 10^3 = 470.4 \text{ KN}$$

$$A_{v1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{470.4 \times 10}{400} = 11.76 \text{ cm}^2$$

-Tronçon BC

$$F_2 = \frac{1}{2} \times (2.79(1.21 - 0.40) \times 0.20 \times 10^3 = 53.01 \text{ KN}$$

$$A_{v2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{53.1 \times 10}{400} = 1.32 \text{ cm}^2$$

$$A_t = A_{v1} + A_{v2}$$

$$A_t = 11.76 + 1.32 \text{ cm}^2 = 13.08 \text{ cm}^2$$

➤ Calcul de A_{vj}

On a :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{400} \times \frac{x}{L} \text{ Avec } \bar{V} = 1.4V$$

V : Effort tranchant

$$A_{vj} = 1.31 \text{ cm}^2$$

➤ Section totale d'armateur

$$A_t = A_t + A_{vj} = 13.08 + 1.31$$

$$A_{1t} = 14.39 \text{ cm}^2$$

➤ Ferrailage de 2^{ém} partie**a. Calcul des contraintes ($0.8G + E$)**

$$\sigma_1 = 11.3 \text{ MPA}$$

$$\sigma_2 = -6.01 \text{ MPA}$$

b. Longueur de la zone tendue

$$X = 0.4 \text{ m}$$

$$Y = 0.8 \text{ m}$$

c. Armateur verticales (A_v)

$$A_v = 6.01 \text{ m}^2$$

➤ Calcul de A_{vj}

$$A_{vj} = 2.49 \text{ cm}^2$$

$$\text{Section totale d'armateur : } A_{t2} = 6.01 + 2.19 = 8.5 \text{ cm}^2$$

➤ Section total d'armature sur tout le voile

$$A_{t1}+A_{t2}=14.39+8.5=22.89\text{cm}^2$$

D'après le **RPA 2003 [11]**

***1 ère partie**

$$A_t=14.39\text{cm}^2 > A_{\min}=0.2\%.a.X=0.2\%\times 0.2\times 10^4=0.84\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

***2 ème partie**

$$A_t=8.5 > A_{\min}=0.2\%.a.X=0.2\%\times 0.4\times 10^4=1.6\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

f. Détermination des armatures horizontales

➤ **La contrainte de cisaillement**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0.d} = \frac{1.4V}{a.0.9.l} = \frac{1.4\times 194.79\times 10}{20\times 0.9\times 120} = 0.99\text{MPa}$$

$$\tau_b = 0.99\text{MPa} < \bar{\tau}_b = 0.2F_{c28} = 25\text{MPa} \dots\dots\dots cv$$

➤ **Le pourcentage minimal selon RPA 2003**

$$\tau_b = 0.99\text{MPa} > \bar{\tau}_b = 0.0025f_{c28}=0.625 \dots\dots\dots cv$$

$$A_h \geq 0.25\%.a.1m = 0.25\% \times 20 \times 100 = 5\text{cm}^2$$

On Prend :

$$A_h = 2(4T10) = 6.25\text{cm}^2$$

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

➤ **L'escapement**

$$S_v \leq \min(1.5a=30 ; 30)=30\text{cm}$$

g. Armature courant

$$A_c \geq 0.2\%\times 0.2(0.99-0.21)\times 10^4=3.12\text{m}^2$$

h. Choix d'armature

$$\text{Le poteau : } A_p=8T16=16.08\text{cm}^2$$

$$\text{Zone de voile : } A_{vp}=2(5T12)=11.3\text{cm}^2 \quad E_s=10\text{cm}$$

$$\text{Zone courant : } A_c=2(3T12)= 6.78\text{cm}^2 \quad E_s=20\text{cm}$$

➤ **Schéma de ferrailage**

Le schéma de ferrailage est représenté sur la figure (IV.21) :

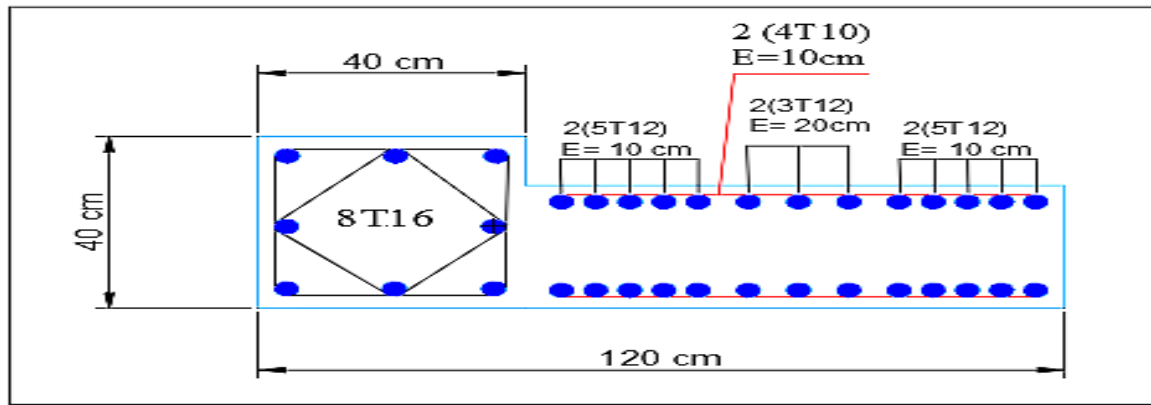


Fig. IV.21. Schéma de ferrailage de voile en L.

IV.2.1.3.4. Caractéristiques et ferrailage des voiles

1) Caractéristiques et efforts

Les Caractéristique des voiles sont représentées sur le tableau (V.52)

Tableau V.52. Caractéristique des voiles pour R+4

voile	L (m)	A (m ²)	I (m ⁴)	V1 (m)	V2 (m)	M (KN)	N (KN)	T (KN)	obs
Voile1	6.90	1.54	7.16	3.45	3.45	-11895,90	-11895,90	1063,05	SPC
Voile2	1.20	2.32	0.039	0.5	0.7	-575,94	-1373,05	194,79	SPC
Voile3	4.10	0.9	1.69	2.05	2.05	-6237,64	-2510,99	1180,92	SPC

2) Ferrailage des voiles

L'effort et sections d'armature des voiles sont représentées sur le tableau (V.53)

Tableau. V.53. effort et sections d'armature dans les voiles pour R+4

Voile d'axe		σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	σ_3 (MPa)	X (m)	Y (m)	A _v (cm ⁴)	A _{vj} (cm ⁴)	A _{vt} (cm ⁴)
Voile1	1^{er} cotée	-6.34	4.53	3.87	2.73	4.17	39.42	1.62	40.96
Voile2	1^{er} cotée	14.63	-3.09	-2.97	0.21	0.99	13.08	1.31	14.39
	2^{ème} cotée	11.3	-6.01	/	0.4	0.8	6.01	2.49	8.5
Voile3	1^{er} cotée	-10.13	5	3.52	1.35	2.75	25.4	14.97	40.37

Le Choix d'armature des voiles sont représentées sur le tableau (V.54)

Tableau .V.54. Choix d'armature des voiles pour R+4

Voile d'axe	A totale (cm ²)	A min (cm ²)	Zone poteaux	Choix d'armateur	
				zone poteaux	zone courant
Voile1	40.96	10.92	A _p =8T16	A _{vp} =2(28T12) E _s =10cm	2(4T10) E _s =20cm
Voile2	22.89	0.84	A _p =8T16	A _{vp} =2(5T12) E _s =10cm	2(3T12) E _s =20cm
Voile3	40.37	5.4	A _p =8T16	A _{vp} =2(10T14) E _s =10cm	2(2T10) E _s =20cm

IV.2.2.Ferraillage des éléments structural de bâtiment R+9

IV.2.2.1.Ferraillage des Poteaux

IV.2.2.1.1.Vérification de l'effort normal

Le tableau (IV.55) représente les vérifications de l'effort normal.

Tableau IV.55. Vérification de sollicitation normale pour R+9

poteaux	Br	0,9%Br	Bc (cm ²)	Bc (m ²)	Nd (KN)	fc ₂₈ (mpa)	Bc*fc ₂₈	v	observation
60x60	3600	32,4	3567,6	0,356	2164,4	25	8,919	0,242	vérifiée
55x55	3025	27,225	2997,77	0,299	1634,85	25	7,494	0,218	vérifiée
45x45	2025	18,225	2006,77	0,200	882,63	25	5,016	0,175	vérifiée
35x35	1225	11,025	1213,97	0,121	496,06	25	3,034	0,163	vérifiée

IV.2.2.1.2.Combinaison d'action

Le tableau (IV.56) représente le Ferraillages des poteaux en situation durable (N max, M corr) pour R+9

➤ Situation durable

- Combinaison 1,35G+1,5Q : (N_{max} , M_{corr.})

Tableau IV.56. Ferrailages des poteaux situation durable ($N_{\max}$, M_{corr}) pour R+9

niveau	Section (cm ²)	N max (KN)	M2corr	M3corr	As	As(RPA)
RDC, 1 ^{er}	60x60	-2066,91	-4,792	1,178	14,9	32,4
2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème}	55x55	-1510,71	-7,362	8,479	10,9	27,225
5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème}	45x45	-816,82	-5,681	-12,336	5,9	18,225
8 ^{ème} , 9 ^{ème} , terrasse	35x35	-480,95	18,03	-14,494	4,4	11,025

➤ **Situation accidentelle**

- Combinaison $G+Q\pm E$ ($M_{\max}$, $N_{\text{Corr.}}$)
- Combinaison $0.8G\pm E$ ($M_{\max}$, $N_{\text{Corr.}}$)

Le tableau (IV.57) représente le Ferrailages des poteaux en situation accidentelle ($M_{2\max}$, $M_{3\max}$, $N_{\text{Corr.}}$) Pour R+9

Tableau IV.57. Ferrailages des poteaux en situation accidentelle Pour R+9

niveau	section	$M_{2\max}$	N_{corr}	$M_{3\text{corr}}$	As	$M_{2\min}$	N_{corr}	$M_{3\text{corr}}$	As	As (RPA)
RDC, 1 ^{er}	60x60	134,44	-547,2	13,49	6,4	-126,4	-1553,6	-2,15	12,6	32,4
2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème}	55x55	189,92	-350,2	21,11	8,5	-172,3	-912,8	-19,96	10	27,22
5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème}	45x45	143,60	-208,5	25,60	8,1	-120,8	-397,2	-22,72	7,1	18,22
8 ^{ème} , 9 ^{ème} , terrasse	35x35	143,60	-208,5	4,334	11,1	-120,8	-397,2	-22,72	7,1	11,02
niveau	section	$M_{3\max}$	N_{corr}	$M_{2\text{corr}}$	As	$M_{3\min}$	N_{corr}	$M_{2\text{corr}}$	As	As (RPA)
RDC, 1 ^{er}	60x60	109,64	-1215	8,235	10,1	-109,6	-1391,2	-23,17	11,2	32,4
2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème}	55x55	175,88	-710,3	18,12	8,9	-175,8	-805,8	-29,44	9,5	27,22
5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème}	45x45	129,96	-312,5	13,06	7,3	-129,9	-350,11	-23,74	7,4	18,22
8 ^{ème} , 9 ^{ème} , terrasse	35x35	129,96	-312,5	13,06	9,8	-129,9	-350,1	-23,74	9,9	11,02

➤ Choix des armatures

Le tableau (IV.58) représente les choix des armatures des poteaux pour les systèmes de contreventement (R+9)

Tableau IV.58. Choix des armatures des poteaux pour R+9

niveau	section	As (cm ²)	As min (cm ²)	As max (ZC)	As max (ZR)	Choix	As ^{adop} (cm ²)
RDC, 1er	60x60	14,9	32,4	144	216	12T20	37,68
2eme, 3eme, 4eme	55x55	10,9	27,225	121	181,5	4T20+8T16	28,63
5eme, 6eme, 7eme	45x45	8,1	18,225	81	121,5	4T16+8T14	20,34
8eme, 9eme, terrasse	35x35	11,1	11,025	49	73,5	12T12	13,56

IV.2.2.1.3.Vérification vis-à-vis de l'état limite de service CBA (article A 4.5.3)

Le tableau (IV.59) désigne les Vérification des contraintes pour R+9 [26]

Combinaison : G+Q

(N^{max} et M^{max} corr.)

Tableau IV.59. Vérifications des contraintes pour R+9

niveau	section	Nser (KN)	Mser (K.m)	σ_s (Mpa)	$\overline{\sigma_s}$ (Mpa)	σ_{bs} (Mpa)	$\overline{\sigma_{bs}}$ (Mpa)	Obs
RDC 1er	60x60	-1517,77	-0,463	5.4	201,63	0.36	15	Vérifie
2ème, 3ème, 4ème	55x55	-1130,96	3,6	5.7	201,63	0.38	15	Vérifie
5ème,6ème,7ème	45x45	-629,91	5,82	4.05	201,63	0.27	15	Vérifie
8ème,9ème, Terrasse	35x35	-252,4	2,63	2.63	201,63	0.17	15	vérifie

IV.2.2.1.4.Vérification de l'effort tranchant

Les résultats de Vérification de la contrainte de cisaillement sont regroupés dans le tableau (IV.60)

Tableau IV.60. Vérification de la contrainte de cisaillement pour R+9

niveau	section	Tu(KN)	τ_u (KN)	λ	Pd	$\overline{\tau_u}$ (RPA) (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (BAEL) (MPa)	obs
RDC, 1 ^{er}	60x60	2,57	0,0079	12,36	0,075	1,875	2,5	cv
2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème}	55x55	5,32	0,019	13,49	0,075	1,875	2,5	cv
5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème}	45x45	6,87	0,037	16,5	0,075	1,875	2,5	cv
8 ^{ème} , 9 ^{ème} Terrasse	35x35	6,9	0,063	21,2	0,075	1,875	2,5	cv

IV.2.2.1.5.Ferrailage transversal des poteaux

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99** et
Celles du **RPA99 version 2003**

Le tableau (IV.61) désigne les Espacements maximaux selon RPA99 pour R+9

Tableau IV.61. Espacements maximaux selon RPA99 pour R+9

niveau	section (cm ²)	Barres	φ_1 (mm)	St (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC, 1 ^{er}	60x60	12T20	20	10	20
2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème}	55x55	4T20+8T16	20et16	10	16
5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème}	45x45	4T16+8T14	16et14	10	14
8 ^{ème} , 9 ^{ème} , Terrasse	35x35	12T12	12	10	12

➤ **Choix de diamètres d'armateur**

$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3}$ Avec φ_l : diamètres des armateurs longitudinaux dans les poteaux

On aura : $\varphi_t \geq \frac{\varphi_{lmax}=20}{3} = 6.66\text{mm}$

On adopte $\varphi = 7\text{mm}$ comme armature transversales

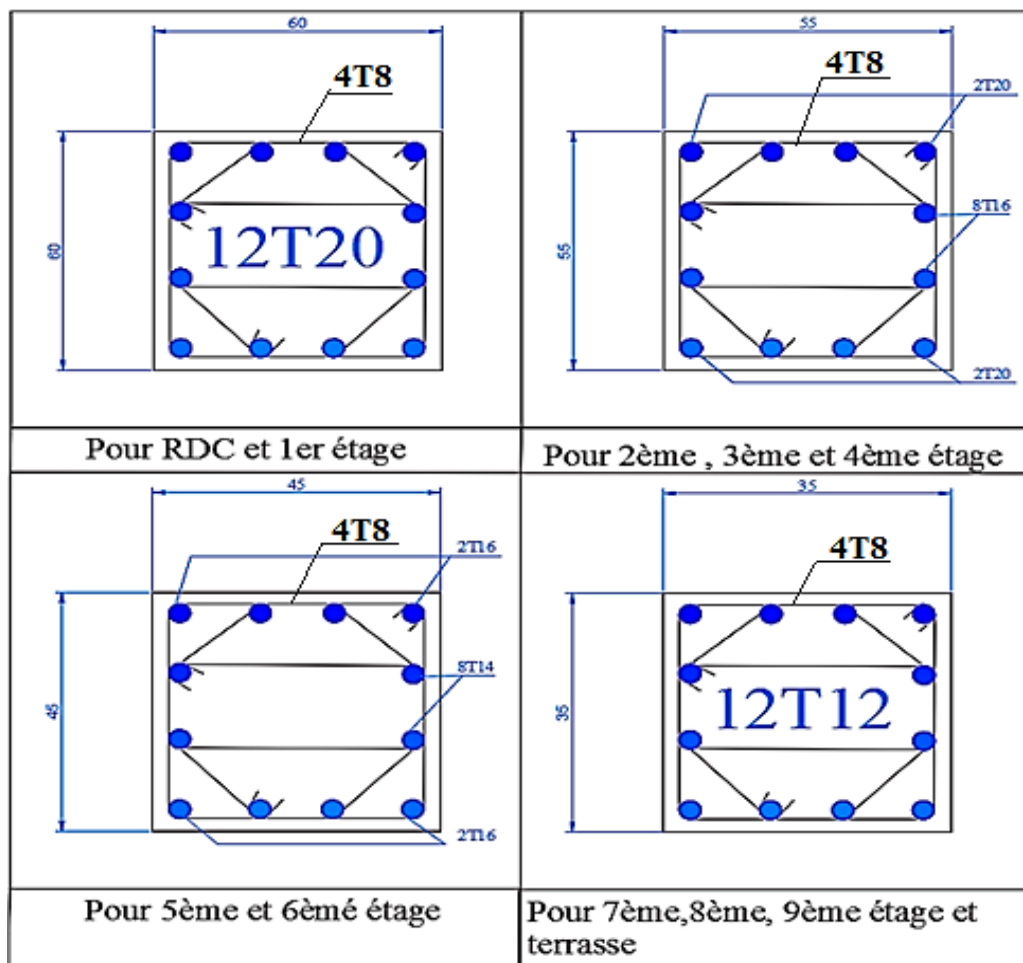
Le choix des armateurs transversaux est regroupé dans le tableau (IV.62)

Tableau IV.62. Choix des armatures transversales pour les poteaux R+9

niveau	Section (cm ²)	L _f (m)	λg(%)	Pa	T _u ^{max} (KN)	zone	St (cm)	A _t (RPA)	choix	As(RPA) adopte
RDC, 1^{er}	60x60	2,14	3,56	3,75	2,57	N	10	0.04	4T8	2.01
						C	20	0.08	4T8	2.01
2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème}	55x55	2,14	3,89	3,75	5,32	N	10	0.090	4T8	2.01
						C	16	0.145	4T8	2.01
5^{ème}, 6^{ème},	45x45	2,14	4,75	3,75	6,87	N	10	0.143	4T8	2.01
						C	1414	0.20	4T8	2.01
7^{ème}, 8^{ème}, 9^{ème},terrasse	35x35	2,14	6,11	2,5	6,9	N	10	0.123	4T8	2.01
						C	12	0.0147	4T8	2.01

➤ **Schéma de Ferraillage**

La figure (IV.22) représente les coupes de ferraillage adoptées pour les sections des poteaux

**Fig. IV.22.** Schéma de Ferraillage des poteaux pour R+9.

IV.2.2.2. Ferrailage des poutres

IV.2.2.2.1. Présentation des résultats

Les tableaux suivants Regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armature calculée pour chaque type de poutre sous les différentes combinaisons.

a) Sens non porteur

➤ Combinaison 1.35G+1.5Q (Etagé courant)

Tableau. IV.63. Ferrailage des poutres non porteuses (situation durable) pour R+9

Axe	section	position	M _{max} (KN.m)	As (cm ²)	As'(cm ²)
A	40x50	travée	88,37	5,86	0
		appui	-122,734	0	7,88
B	40x50	travée	74,595	4,92	0
		appui	-118,789	0	7,61
D	40x50	travée	114,121	7,66	0
		appui	-181,441	0	11,95
E	40x50	travée	49,826	3,25	0
		appui	-83,696	0	5,29
F	40x50	travée	-4,677	0,29	0
		appui	-115,573	0	7,4
G	40x50	travée	49,825	3,25	0
		appui	-83,694	0	5,29
H	40x50	travée	47,219	3,08	0
		appui	-71,558	0	4,5
J	40x50	travée	74,595	4,92	0
		appui	-118,788	0	7,61
K	40x50	travée	88,367	5,86	0
		appui	-122,733	0	7,88

• Terrasse

Tableau .IV.64. Ferrailage des poutres non porteuses (situation durable) pour R+9

axe	section	position	M _{max}	As	As'
1	35x40	travée	7,769	0,64	0
		appui	-10,912	0	0,86
2	35x40	travée	16,352	1,36	0
		appui	-19,993	0	1,58
3	35x40	travée	-3,39	0,26	0
		appui	2,722	0	0,22
4	35x40	travée	9,296	0,77	0
		appui	-13,36	0	1,05
5	35x40	travée	4,976	0,41	0
		appui	-7,667	0	0,6

➤ Situation accidentelle Combinaison $G+Q\pm E$.

• Etage courant

Tableau IV.65. Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle) pour R+9

Axe	section	position	Mmax(KN.m)	As(cm2)	As'(cm2)
A	40x50	travée	97,374	6,48	0
		appui	-220,304	0	14,78
B	40x50	travée	216,165	15,26	0
		appui	-213,384	0	14,27
D	40x50	travée	147,643	10,06	0
		appui	-211,269	0	14,11
E	40x50	travée	191,101	13,31	0
		appui	-251,663	0	17,15
F	40x50	travée	3,322	0,2	0
		appui	-88,327	0	5,59
G	40x50	travée	191,101	13,31	0
		appui	-251,661	0	17,15
H	40x50	travée	140,139	9,52	0
		appui	-174,985	0	11,49
J	40x50	travée	216,157	15,26	0
		appui	-213,376	0	14,27
K	40x50	travée	97,372	6,48	0
		appui	-220,3	0	14,78

• Terrasse

Tableau IV.66. Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle) pour R+9

axe	section	position	Mmax	As	As'
1	35x40	travée	44,065	3,77	0
		appui	-44,841	0	3,61
2	35x40	travée	21,712	1,82	0
		appui	-45,569	0	3,67
3	35x40	travée	2,339	0,19	0
		appui	-4,793	0	0,37
4	35x40	travée	24,341	2,04	0
		appui	-24,845	0	1,97
5	35x40	travée	35,188	2,98	0
		appui	-46,409	0	3,74

b) Sens porteur

➤ Situation durable Combinaison $1.35G+1.5Q$.

• Etage courant

Tableau IV.67. Ferrailage des poutres porteuses (situation durable) pour R+9

axe	section	position	M _{max}	As	As'
1	40x65	travée	66,43	3,23	0
		appui	-96,125	0	4,55
2	40x65	travée	44,941	2,18	0
		appui	-63,35	0	2,98
3	40x65	travée	69,361	3,38	0
		appui	-207,051	0	10,06
4	40x65	travée	56,13	2,72	0
		appui	-175,696	0	8,47
5	40x65	travée	62,707	3,05	0
		appui	-104,009	0	4,93
6	40x65	travée	60,546	2,94	0
		appui	-76,364	0	3,6

- Terrasse

Tableau IV.68. Ferrailage des poutres porteuses (situation durable) pour R+9

axe	section	position	Mmax(KN.m)	As (cm2)	As'(cm2)
D	35x55	travée	14,717	0,85	0
		appui	-20,535	0	1,14
E	35x55	travée	47,222	2,72	0
		appui	-71,559	0	3,96
G	35x55	travée	47,219	2,72	0
		appui	-71,558	0	3,96
H	35x55	travée	14,708	0,85	0
		appui	-20,569	0	1,14

- Situation accidentelle : Combinaison G+Q±E.

- Etage courant

Tableau .IV.69. Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle) pour R+9

axe	section	position	Mmax	As	As'
1	40x65	travée	291,516	15,02	0
		appui	-399,734	0	20,42
2	40x65	travée	289,348	14,9	0
		appui	-285,911	0	14,17
3	40x65	travée	134,024	6,63	0
		appui	-321,924	0	16,1
4	40x65	travée	161,38	8,03	0
		appui	-317,331	0	15,85
5	40x65	travée	269,555	13,81	0
		appui	-328,236	0	16,44
6	40x65	travée	383,444	20,3	0
		appui	-363,464	0	18,38

- Terrasse

Tableau. IV.70. Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle) pour R+9

Axe	section	position	Mmax(KN.m)	As(cm2)	As'(cm2)
D	35x55	travée	53,654	3,09	0
		appui	-52,209	0	2,89
E	35x55	travée	140,14	8,06	0
		appui	-174,983	0	9,68
G	35x55	travée	140,139	8,06	0
		appui	-174,985	0	9,68
H	35x55	travée	53,653	3,09	0
		appui	-52,208	0	2,89

IV.2.2.2.2. Choix des armatures longitudinales

Les tableaux (IV.71) (IV.72) regroupent les Choix des armatures longitudinales dans les deux sens

a) Sens non porteur**Tableau. IV.71.** Choix des armatures pour les poutres non porteuses pour R+9

Niveau	section	position	AS _{max} RPA		As _{cal}	choix	AS _{adp}	AS _{min}
			ZC	ZR				
RDC+1.2.3.4 .5.6.7.8.9ème	40x50	travée	90	135	15,26	6T16+3T14	16,67	11,25
		appuis			17,15	9T16+2T14	21,16	11,25
terrasse	35x40	travée	54,4	84	3,77	3T14	4,61	7
		appuis			3,67	3T14	4,61	7

b) Sens porteur**Tableau. IV.72.** Choix des armatures pour les poutres porteuses pour R+9

Niveau	section	position	AS _{max} RPA		As _{cal}	choix	AS _{adp}	AS _{min}
			ZC	ZR				
RDC+1.2.3.4 .5.6.7.8.9ème	40x65	travée	117	175,5	15,02	6T16+3T14	16,67	14,62
		appuis			20,42	9T16+3T14	22,7	14,62
terrasse	35x55	travée	77	115,5	8,06	3T16+3T14	9,1	9,625
		appuis			9,68	3T16+3T14	10,64	9,625

- Condition non fragilité

$$A_s \geq A_{smin} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Le tableau (IV.73) illustre la vérification de condition de non fragilité

Tableaux .IV.73.Condition non fragilité

R+9				
section		A_{Sadp}	A_{Smin} (cm²)	vérification
40x50	travée	16,67	2,717	vérifiée
	appuis	21,16	2,717	vérifiée
35x55	travée	9,1	2,324	vérifiée
	appuis	10,64	2,324	vérifiée
40x65	travée	16,67	3,532	vérifiée
	appuis	22,7	3,532	vérifiée
35x40	travée	4,6158	1,691	vérifiée
	appuis	4,6158	1,691	vérifiée

IV.2.2.2.3. Vérification vis-à-vis de L'ELS

Les tableaux5 (IV.74) (IV.75) regroupent la Vérification des poutres à l'ELU dans les deux sens

a) Sens porteur

- Combinaison G+Q.**

Tableau. IV.74. Vérification des poutres porteuses à l'ELS pour le bâtiment R+9

section	position	Mser (KN.m)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\bar{\sigma}$ (Mpa)	vérification	vérification
40x50	travée	83,007	0,714	15	-7,915	201,63	vérifiée	vérifiée
	appuis	-131,864	-0,178		-2,278		vérifiée	vérifiée
35x40	travée	11,721	0,143		-1,377		vérifiée	vérifiée
	appuis	-14,419	-0,038		-0,495		vérifiée	vérifiée

b) Sens non porteur**Tableau. IV.75.** Vérification des poutres non porteuses à l'ELS pour le bâtiment R+9

section	position	Mser (KN.m)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\bar{\sigma}$ (Mpa)	vérification	vérification
40x65	travée	50,656	0,251	15	-2,672	201,63	vérifiée	vérifiée
	appuis	-151,187	-0,093		-2,003		vérifiée	vérifiée
35x55	travée	34,474	0,277		-2,854		vérifiée	vérifiée
	appuis	64,184	0,078		1,398		vérifiée	vérifiée

IV.2.2.2.4. Vérification de l'effort tranchant

a. Vérification de la contrainte de cisaillement

Les tableaux (IV.76) (IV.77) regroupent la Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de terrasse et l'étage courant respectivement

- Terrasse

Tableau. IV.76. Vérification de la contrainte de cisaillement de terrasse pour R+9

section	Tu max (KN)	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	vérification
35x55	53,06	0,31	3,75	vérifiée
35x40	43,74	0,35	3,75	vérifiée

- Etage courant

Tableau. IV.77. Vérification de la contrainte de cisaillement d'étage courant pour R+9

section	Tu max (KN)	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	vérification
40x50	192,44	0,95	3,75	vérifiée
40x65	160,35	0,61	3,75	vérifiée

b. Calcul des armatures transversales

Les résultats de calcul des armatures transversales sont résumés dans les tableaux (IV.78)

(IV.79)

- Terrasse

Tableau .IV.78. Calcul des armatures transversales pour la terrasse

section	BAEL91	RPA 99		St _{adp}		A _{tmax}	choix
	St (cm)	St(cm) ZN	St (cm) ZC	ZN	ZC		
35x55	44,55	13,75	27,5	10	15	1,57	4T18
35x40	32,4	10	20	10	15	1,57	4T18

- Etage courant

Tableau .IV.79. Calcul des armatures transversales pour l'étage courant

section	BAEL91	RPA 99		St _{adp}		A _{tmax}	choix
	St (cm)	St (cm) ZN	St (cm) ZC	ZN	ZC		
40x50	40,5	12,5	25	10	15	2,02	4T18
40x65	52,65	16,25	32,5	10	15	2,02	4T18

IV.2.2.2.5. Vérification de la flèche : CBA93 article B.6.5.2

- **Terrasse**

Poutre porteuses : $\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1,09 \text{ cm}$ ($L=590 \text{ m} > 5\text{m}$)

Poutre non porteuses : $\bar{f} = \frac{L}{500} = 0,89 \text{ cm}$ ($L=446 \text{ m} < 5\text{m}$)

- **Etage courant :**

Poutre porteuses : $\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1,19 \text{ cm}$ ($L=690 \text{ m} > 5\text{m}$)

Poutre non porteuses : $\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1,04 \text{ cm}$ ($L=540 \text{ m} > 5\text{m}$)

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux **(IV.80)** **(IV.81)**

- **Terrasse**

Tableau .IV.80. Tableau récapitulatif du calcul de la flèche pour R+9

poutre	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y ₁ (cm)	σ _s (Mpa)	δ (Mpa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
porteuse	34,47	10,64	29,18	65,45	0,006	3,41	0,002	0,008	647679,2	691435,6	647665
non porteuse	11,72	4,61	20,75	70,53	0,003	5,73	0,001	-0,17	261723,6	3005276	261789,8

- **Etage courant**

Tableau .IV.81. Tableau récapitulatif du calcul de la flèche pour R+9

poutre	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y ₁ (cm)	σ _s (Mpa)	δ (Mpa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
porteuse	50,656	16,67	34,54	51,94	0,006	3,31	0,002	-0,07	2330541,5	3425994,	2330989,7
non porteuse	83,007	16,67	27	110,65	0,008	2,55	0,003	0,36	546119,2	313080,8	545472,3

-Calcul des modules de déformation

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,195 \text{ Mpa}$$

$$E_i = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ Mpa}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées (poutre porteuse R+9):

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 0,24 \text{ cm} \quad (L = 540 \text{ cm})$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 0,41 \text{ cm} \quad (L = 540 \text{ cm})$$

$$\Delta f_t = f_v - f_i = 0,17 \text{ cm} < \bar{f} = 1,04 \text{ cm} \dots \text{Vérifiée}$$

Le tableau (IV.82) désigne la Vérification de la flèche pour R+9

Tableau IV.82. Tableau Vérification de la flèche pour R+9

section	fi (cm)	fv (cm)	Δf_t (cm)	$\bar{f}$ (cm)	vérification
35x55	0,05	0,17	0,12	1,09	vérifiée
35x40	0,0002	0,08	0,0798	0,892	vérifiée
40x50	0,24	0,41	0,17	1,04	vérifiée
40x65	0,02	0,1	0,08	1,19	vérifiée

➤ **Schéma de ferrailage**

Les figures suivantes Représentent les coupes de ferrailage adoptées pour les sections des poutres

• **Etage courant**

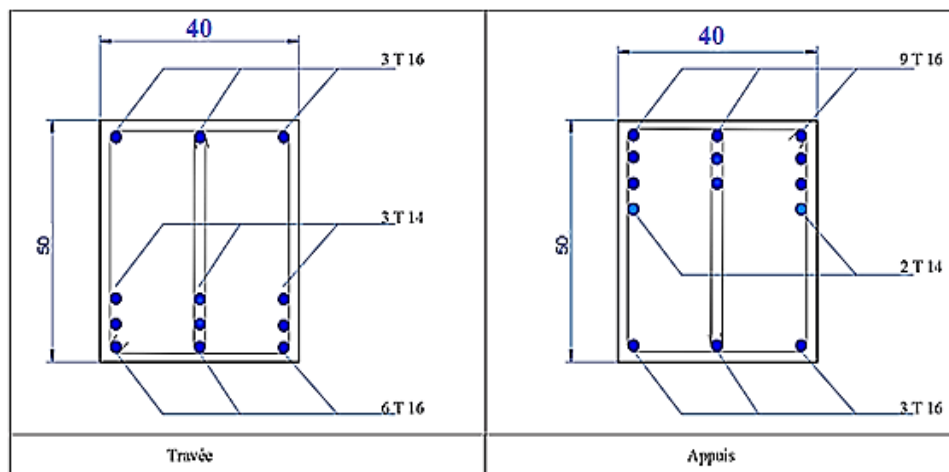


Fig. IV.23. Schéma de Ferrailage des poutres non porteuses d'étage courant pour R+9

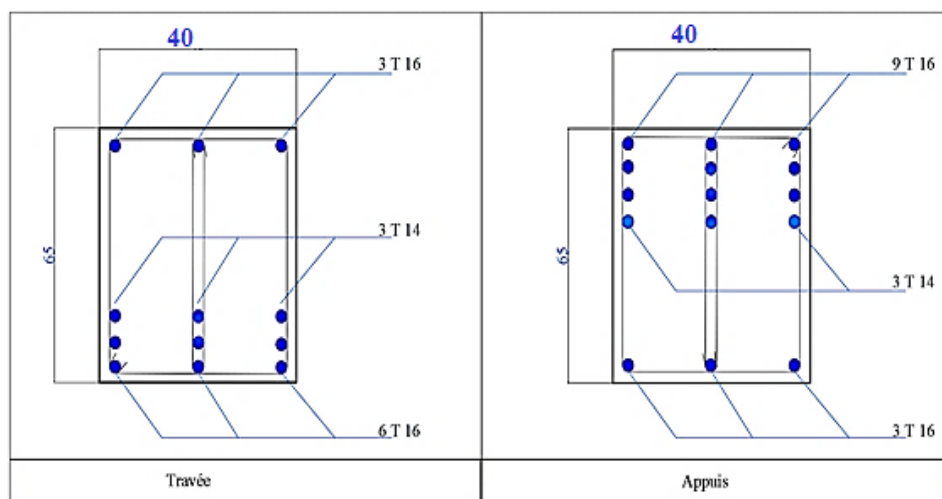


Fig. IV.24. Schéma de Ferrailage des poutres porteuses d'étage courant pour R+9

- Terrasse

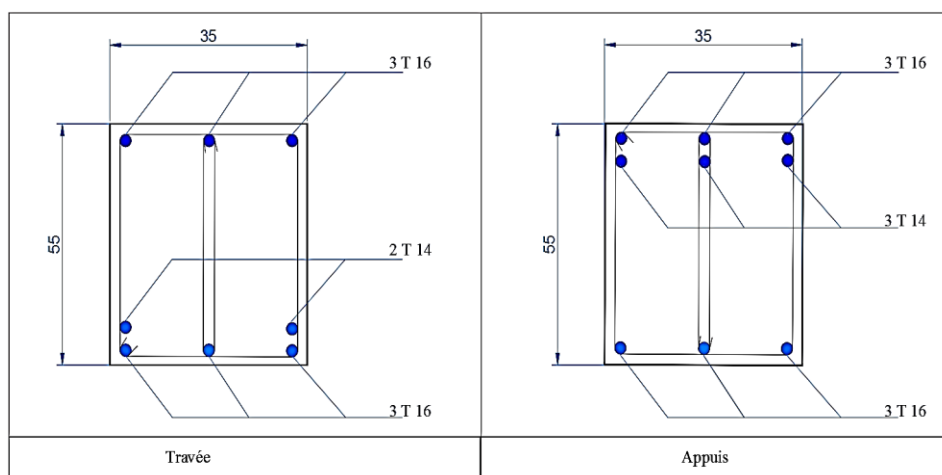


Fig. IV.25. Schéma de Ferrailage des poutres porteuses d'étage courant pour R+9

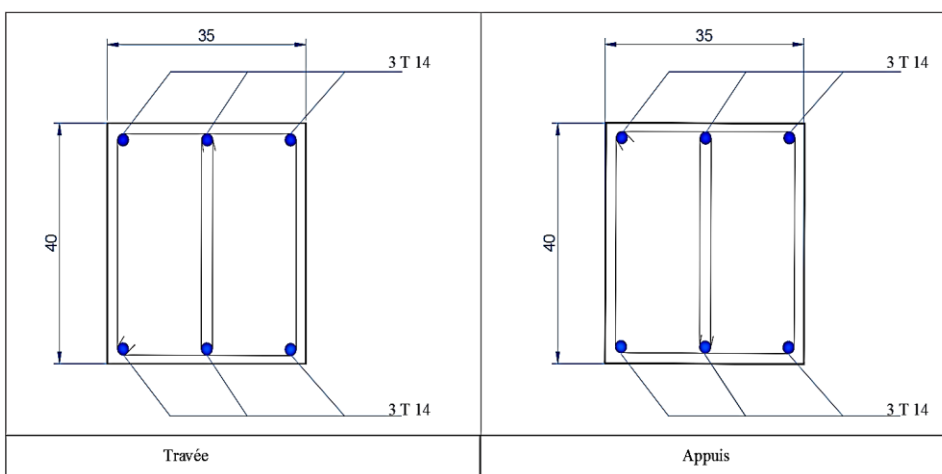


Fig. IV.26. Schéma de Ferrailage des poutres non porteuses d'étage courant pour R+9

IV.2.2.3.Ferraillage des voiles

IV.2.2.3.1.Ferraillage des voiles sous (0,8G±E)

1) Premier type

➤ Forme voile pleine en U le sens (vx1)

La figure (IV.27) représente la vue en plan de notre voile en U

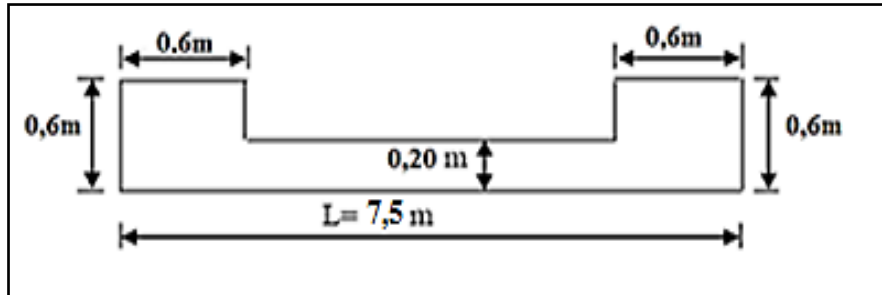


Fig. IV. 27. Vue en plan du voile plein en U.

Les Caractéristiques géométriques et sollicitations du voile son groupé dans le tableau (IV.83)

Tableau IV.83. Caractéristiques géométriques et sollicitations du voile

A (m ²)	V1(m)	V2(m)	I (m ⁴)	G+Q+E		T(KN)	0,8G+E	
				N(KN)	M(KN.m)		N(KN)	M(KN.m)
1,98	3,75	3,75	12,76	-3231,26	-381,274	1346,22	-3142,29	18475,61

a. Calcul des contraintes (0,8G±E)

$$\sigma_1 = \left(\frac{-3142,29}{1,98} - \frac{18475,61 \times 3,75}{12,76} \right) \times 10^{-3} = -7,02 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = \left(\frac{-3142,29}{1,98} + \frac{18475,61 \times 3,75}{12,76} \right) \times 10^{-3} = 3,84 \text{ Mpa}$$

σ_1 et σ_2 sont de signe différent donc la section est partiellement comprimée.

b. Vérification de la contrainte de compression sous (G+Q±E)

$$\sigma_1 = -1,52 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = -1,74 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_1 = -1,52 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

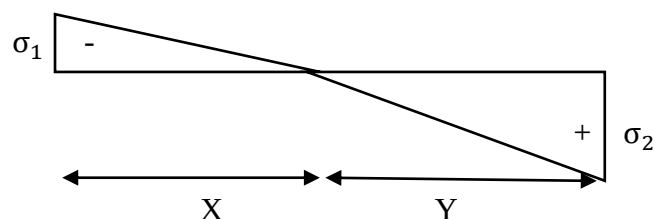
$$\sigma_2 = -1,74 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

c. Longueur de la zone tendue

$$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} \cdot L$$

$$X = 2,65 \text{ m}$$

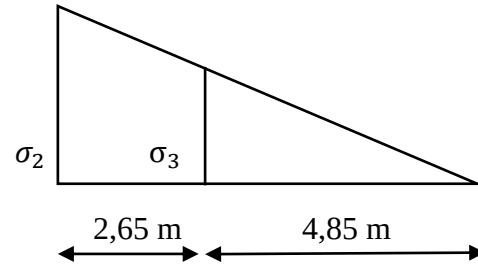
$$Y = L - X = 7,5 - 2,65 = 4,85$$



Avec :

X : la longueur de la zone tendue

Y : la longueur de la zone comprimée



d. Calcul de la contrainte σ_3

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_2(x-b)}{x} = \frac{3,84(2,65-0,6)}{2,65} = 2,97 \text{ Mpa}$$

e. Détermination des armatures verticales

➤ **Ferraillage de première partie**

-Tronçon AB

La force de traction résultante :

$$F_1 = \frac{(\sigma_2 + \sigma_3)}{2} b.h$$

$$F_1 = \frac{(3,84 + 2,97)}{2} \times 0,6 \times 0,6 \times 10^3 = 1225,8 \text{ KN}$$

$$Av_1 = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{1225,8 \times 10}{400} = 30,64 \text{ cm}^2$$

-Tronçon BC

$$F_2 = \frac{1}{2} \times 2,97 \times (2,65 - 0,60) \times 0,20 \times 10^3 = 608,85 \text{ KN}$$

$$Av_2 = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{608,85 \times 10}{400} = 15,22 \text{ cm}^2$$

$$A_t = Av_1 + Av_2 = 30,64 + 15,22$$

$$A_t = 45,86 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul de Av_j**

On a :

$$Av_j = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{f_e} \times \frac{x}{L} \quad \text{Avec : } V = 1,4V$$

V : Effort tranchant

$$Av_j = 18,30 \text{ cm}^2$$

➤ **Section total d'armature**

$$A_t = A_t + Av_j = 45,86 + 13,08$$

$$A_t = 64,16 \text{ cm}^2$$

-D'après le RPA 2003 [11]

$$A_t = 64,16 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,2\% \cdot a \cdot X = 0,2\% \times 0,20 \times 2,65 \times 10^4 = 10,6 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$$

f. Détermination des armatures horizontales**➤ La contrainte de cisaillement**

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot D} = \frac{1,4 \times V}{a \times 0,9L} = \frac{1,4 \times 1346,22 \times 10}{20 \times 0,9 \times 750} = 1,39 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1,39 \text{ MPa} < \overline{\tau_b} = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

➤ Le pourcentage minimal selon RPA 2003

$$\tau_b = 1,39 \text{ MPa} > \overline{\tau_b} = 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$A_h \geq 0,25\% \cdot a \cdot 1m = 0,25\% \times 20 \times 100 = 5 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_h = 2(4T10) = 6,28 \text{ cm}^2 \quad S_h = 10 \text{ cm}$$

➤ L'espace

$$S_v \leq \min(1,5 a = 30 ; 30) = 30 \text{ cm}$$

g. Armatures courantes

$$A_c \geq 0,2\% \cdot a \cdot (Y - X) = 0,2\% \times 0,20 \times (4,85 - 2,65) \times 10^4 = 8,8 \text{ cm}^2$$

h. Choix d'armature

- le poteau $A_p = (4T20 + 8T16) = 28,63 \text{ cm}^2$
- la zone voile $A_{v,p} = 2(2T14) + 2(19T12) = 49,10 \text{ cm}^2 \quad S_c = 10 \text{ cm}$
- La zone courante $A_c = 2(12T10) = 18,84 \text{ cm}^2. \quad S_c = 20 \text{ cm}$

La partie interne s'appelle zone courante qui sera soumise à la compression et la section d'armature est donnée par :

➤ Schéma de ferrailage

Le schéma de ferrailage est représenté sur la figure (IV.28) :

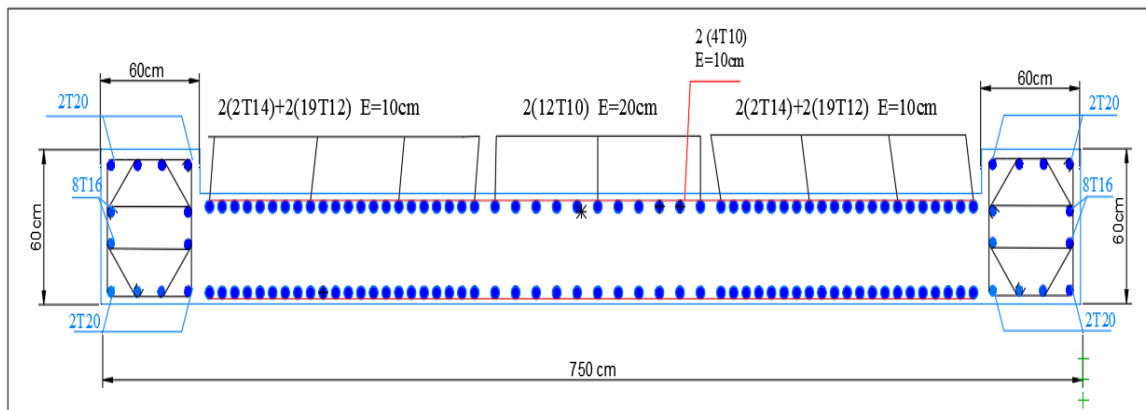


Fig.IV.28. Schéma de ferrailage de voile en U.

2) Deuxième type

➤ Forme voile en L le sens (vx2)

La figure (IV.29) suivant représente la vue en plan de notre voile en L

$$\sigma_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

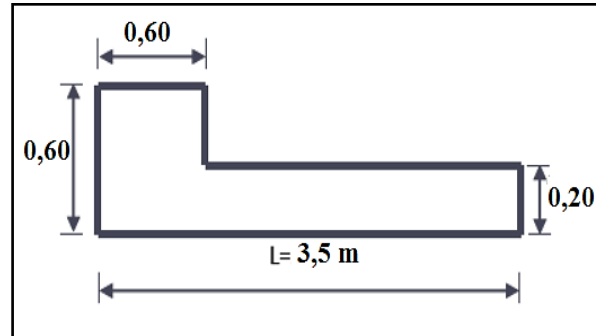


Fig.IV.29. Vue en plan du voile plein en L.

On peut grouper les Caractéristiques géométriques et sollicitations du voile dans le tableau (IV.84)

Tableau. IV.84. Caractéristiques géométriques et sollicitations du voile

A (m ²)	V1 (m)	V2 (m)	I (m ⁴)	G+Q+E		T (KN)	0,8G+E	
				N (KN)	M (KN.m)		N (KN)	M (KN.m)
0,94	1,38	2,12	1,1	2874,79	869,68	657,84	-2451,18	4223,782

➤ Ferrailage de première partie

a. Calcul des contraintes (0,8G±E)

$$\sigma_1 = \left(\frac{-2451,18}{0,94} + \frac{4223,782 \times 2,12}{1,1} \right) \times 10^{-3} = 5,55 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = \left(\frac{-2451,18}{0,94} - \frac{4223,782 \times 1,38}{1,1} \right) \times 10^{-3} = -7,91 \text{ Mpa}$$

σ_1 et σ_2 sont de signe différent donc la section est partiellement comprimée.

b. Vérification de la contrainte de compression sous (G+Q±E)

$$\sigma_1 = 4,74 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = 1,96 \text{ Mpa}$$

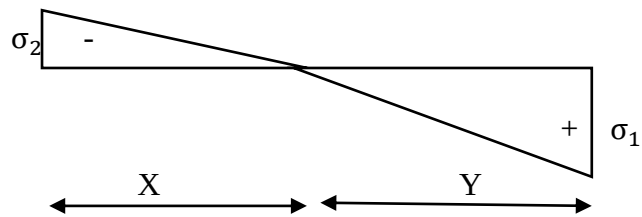
$$\sigma_1 = 4,74 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

$$\sigma_2 = 1,96 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

c. Longueur de la zone tendue

$$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} \cdot L$$

$$X = 2,06 \text{ m}$$

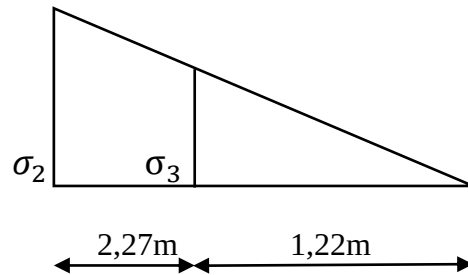


$$Y = L - X = 3,5 - 2,06 = 1,44 \text{ m}$$

Avec :

X : la longueur de la zone tendue

Y : la longueur de la zone comprimée

**d. Calcul de la contrainte σ_3**

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_2(x-b)}{x} = \frac{-7,91(2,06-0,6)}{2,06} = -5,61 \text{ Mpa}$$

e. Détermination des armatures verticales**-Tronçon AB**

La force de traction résultante :

$$F_1 = \frac{(\sigma_2 + \sigma_3)}{2} b \cdot h$$

$$F_1 = \frac{(7,91 + 5,61)}{2} \times 0,6 \times 0,6 \times 10^3 = 2433,6 \text{ KN}$$

$$Av_1 = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{2433,6 \times 10}{400} = 60,84 \text{ cm}^2$$

-Tronçon BC

$$F_2 = \frac{1}{2} \times 5,61 \times (2,06 - 0,60) \times 0,20 \times 10^3 = 819,06 \text{ KN}$$

$$Av_2 = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{819,06 \times 10}{400} = 20,47 \text{ cm}^2$$

$$A_t = Av_1 + Av_2 = 60,84 + 20,47$$

$$A_t = 81,31 \text{ cm}^2$$

➤ Calcul de Av_j

On a :

$$Av_j = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{fe} \times \frac{x}{L}$$

$$\text{Avec : } V = 1,4V$$

V : Effort tranchant

$$A_{vj} = 14,89 \text{ cm}^2$$

➤ **Section total d'armature**

$$A_t = A_t + A_{vj} = 81,31 + 14,89 = 96,2 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 96,2 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferraillage de deuxième partie**

a. Calcul des contraintes ($0,8G \pm E$)

$$\sigma_1 = -10,76 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = 2,70 \text{ Mpa}$$

b. Longueur de la zone tendue

$$X = 0,7 \text{ m}$$

$$Y = L - X = 3,5 - 0,7 = 2,8 \text{ m}$$

c. Armatures verticales (A_v)

$$A_v = 18,90 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul d' A_{vj}**

On a :

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{f_e} \times \frac{x}{L}$$

$$\text{Avec : } V = 1,4V$$

V : Effort tranchant

$$A_{vj} = 5,08 \text{ cm}^2$$

➤ **Section total d'armature**

$$A_t = A_t + A_{vj} = 18,90 + 5,08 = 23,98 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 23,98 \text{ cm}^2$$

➤ **Section total d'armature sur tout le voile**

$$A_{\text{total}} = A_{\text{totale1}} + A_{\text{totale2}} = 96,20 + 23,98 = 120,18 \text{ cm}^2$$

-D'après le **RPA 2003 [11]**

-1^{ère} partie

$$A_t = 96,20 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,2\% \cdot a \cdot X = 0,2\% \times 0,20 \times 2,06 \times 10^4 = 8,24 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

-2^{ème} partie

$$A_t = 23,98 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,2\% \cdot a \cdot X = 0,2\% \times 0,20 \times 0,7 \times 10^4 = 2,8 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

f. Détermination des armatures horizontales

➤ **La contrainte de cisaillement**

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot D} = \frac{1,4 \times V}{a \times 0,9L} = \frac{1,4 \times 657,84 \times 10}{20 \times 0,9 \times 350} = 1,46 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = 1,46 \text{ MPa} < \overline{\tau_b} = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

➤ **Le pourcentage minimal selon RPA 2003**

$$\tau_b = 1,46 \text{ Mpa} \geq 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$A_h \geq 0,25\% a. 1m = 0,25\% \times 20 \times 100 = 5 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_h = 2(4T10) = 6,28 \text{ cm}^2$ $S_h = 10 \text{ cm}$

➤ **L'espacement**

$$S_v \leq \min(1,5a = 30 ; 30) = 30 \text{ cm}$$

La partie interne s'appelle zone courante qui sera soumise à la compression et la section d'armature est donnée par :

g. Armatures courantes

$$A_c = \geq 0,2\% \cdot a (Y - X) = 0,2\% \times 0,20 \times (2,8 - 0,7) \times 10^4 = 8,4 \text{ cm}^2$$

h. Choix d'armature

- **le poteau** $A_p = (12T20) = 37,68 \text{ cm}^2$
- **la zone voile-poteau** $A_{v,p} = 2(15T16) = 60,2 \text{ cm}^2$ $S_c = 10 \text{ cm}$
- **la zone d'extrémité de voile** $A_{v \text{ extrémité}} = 2(2T16) + 2(6T14) = 26,5 \text{ cm}^2$
- **La zone courante** $A_c = 2(5T12) = 11,30 \text{ cm}^2$ $S_c = 20 \text{ cm}$

➤ **Schéma de ferrailage**

Le schéma de ferrailage est représenté sur la figure (IV.30) suivante :

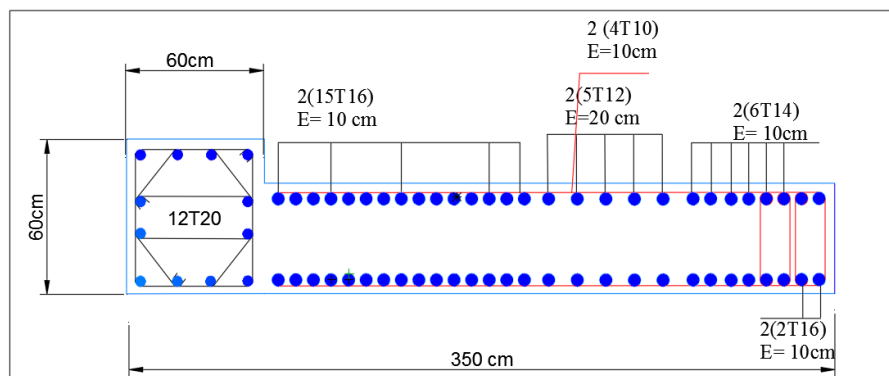


Fig.IV.30. Schéma de ferrailage de voile en L.

IV.2.2.3.2. Caractéristiques et ferrailage des voiles

1) Caractéristiques et efforts

Les Caractéristique des voiles sont représentées sur le tableau (IV. 85)

Tableau IV. 85. Caractéristique des voiles pour le bâtiment R+9

VOILE	L	A (m ²)	V1(m)	V2(m)	I (m ⁴)	N(KN)	M(KN.m)	T(KN)	Obs
Vx2	3,5	0,94	1,38	2,12	1,1	-2451,18	4223,782	657,84	SPC
Vx1	7,5	1,98	3,75	3,75	12,76	-3142,29	18475,615	1346,22	SPC
Vy1	6,6	1,8	3,3	3,3	9,13	-2514,85	23520,904	2782,942	SPC

2) ferrailage des voiles

L'effort et sections d'armature des voiles sont représentées sur le tableau (IV.86)

Tableau. IV.86. effort et sections d'armature dans les voiles pour le bâtiment R+9

Voile d'axe		σ_1 (Mpa)	σ_2 (Mpa)	σ_3 (Mpa)	X (m)	Y (m)	A _v (cm ²)	A _{vJ} (cm ²)	A _{vT} (cm ²)
Vx2	1ere partie	5,55	-7,91	-5,61	2,06	1,44	81,31	14,89	96,2
	2eme partie	-10,76	2,70	/	0,7	2,8	18,90	5,08	23,98
Vx1	1ere partie	-7,02	3,84	2,97	2,65	4,86	45,86	18,3	64,16
Vy1	1ere partie	7,11	-9,9	-8,35	3,84	2,76	149,89	62,37	212,26

Le Choix d'armature des voiles sont représentées sur le tableau (IV.87)

Tableau .IV.87. Choix d'armature des voiles pour R+9

voile d'axe	A _{tot} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	zone poteau	choix d'armature		
				zone voile-poteau	Zone d'extrémité	zone courante
Vx2	120,18	2,8	(12T20)	2(11T16)+2(6T14) E= 10cm	2(2T16)+2(6T14) E= 10cm	2(8T10) E=20cm
Vx1	64,16	10,6	(4T20+8T16)	2(2T14)+2(19T12) E= 10cm	/	2(12T10) E=20cm
Vy1	212,26	15,36	(12T20)	2(3T20)+2(19T16) E= 10cm	/	2(8T10) E=15cm

Chapitre V : Calcul du Coefficient de Comportement

Chapitre V. Calcul du Coefficient de Comportement

V.1. Analyse de la structure par la méthode 'Push-Over

V.1.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous allons présenter les différentes étapes de calcul portant le coefficient de comportement, avec une démonstration de différentes étapes de la modélisation par la méthode statique non linéaire PUSHOVER. La méthode statique non linéaire consiste à soumettre la structure à des sollicitations statiques progressives jusqu'à la rupture. L'analyse de la structure avec deux différentes hauteurs donne des résultats variés, tels que la courbe de capacité, le nombre et les types de rotules plastiques formées dans les poutres et les poteaux.

V.1.2. Modélisation Push-over

Pour réaliser cette analyse, nous utiliserons le logiciel SAP2000 v20, un logiciel de calcul qui est capable de modéliser le comportement non linéaire des éléments structuraux impliqués dans la résistance aux charges latérales.

SAP2000 est un logiciel développé par "Computers and Structures, Inc.". C'est un programme structurel basé sur les éléments finis, autonome, destiné à l'analyse et à la conception de structures civiles. Son interface utilisateur est à la fois intuitive et puissante, et comporte de nombreux outils permettant de construire rapidement et avec précision des modèles, ainsi que les techniques analytiques sophistiquées nécessaires pour réaliser les projets les plus complexes. La version 20, à l'instar de tous les programmes d'analyse structurelle courants de la série SAP, permet d'analyser et de concevoir des structures en procédant aux étapes suivantes :

- Créer ou modifier un modèle qui définit numériquement la géométrie, les propriétés, le chargement et les paramètres d'analyse de la structure.
- Effectuer une analyse du modèle.
- Examiner les résultats de l'analyse.

En SAP2000 v20 la courbe de capacité de la structure ($V_{base}-D_{sommet}$) est déterminée en effectuant les étapes suivantes :

➤ **Etape 1** Introduire le ferrailage des éléments structuraux calculé à partir de la méthode spectrale modale ;

- **Etape 2** Définition du chargement de l'analyse statique non linéaire (Charge Statique Non linéaire et Poussées progressive Push-over) ;
- **Etape 3** Définition des sections potentiellement critiques (Rotules plastiques) «Hinges» ;
- **Etape 4** Analyse de la structure par la méthode Push over

V.1.3. Prescription des étapes de la modélisation par la méthode Push over

Dans cette section, nous donnons une explication des étapes pour effectuer des calculs à l'aide de la méthode de poussée progressive.

a) 1^{ère} étape

Nous avons introduit le ferrailage des éléments structuraux calculé à partir de la méthode spectrale modale :

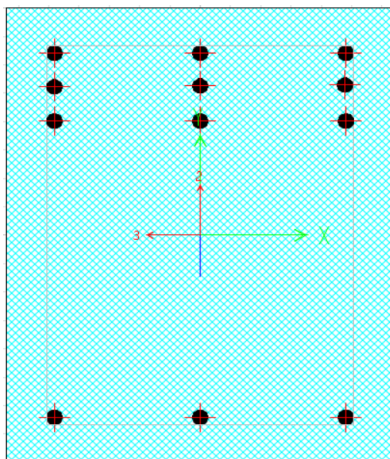


Fig.V.1. (a)

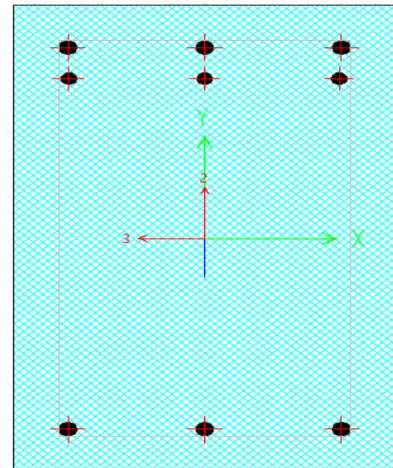


Fig.V.1. (b)

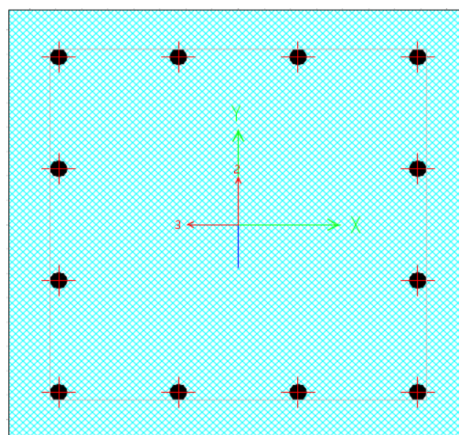


Fig.V.1. (c)

Fig.V.1. Ferrailage introduit dans SAP2000 (a) : PP ; (b) : PS ; (c) : Poteaux

b) 2^{ème} étape

La deuxième étape est consacrée pour la définition des charges statiques non linéaires. Les Figures ci-dessous illustre la définition des charges statiques non linéaires.

The screenshot shows the 'Load Case Name' dialog box. The 'Load Case Name' is 'GNL'. The 'Load Case Type' is 'Static'. The 'Analysis Type' is 'Nonlinear'. The 'Geometric Nonlinearity Parameters' are set to 'P-Delta'. The 'Mass Source' is 'Previous'. The 'Initial Conditions' are set to 'Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State'. The 'Modal Load Case' is 'MODAL'. The 'Loads Applied' table shows:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	G	1,35
Load Pattern	G	1,35
Load Pattern	Q	1,5

The 'Other Parameters' section shows 'Load Application' as 'Full Load', 'Results Saved' as 'Multiple States', and 'Nonlinear Parameters' as 'Default'. The 'OK' button is highlighted.

Fig. V.2. Définition de la charge statique G non linéaire.

The screenshot shows the 'Load Case Name' dialog box. The 'Load Case Name' is 'PUSH X'. The 'Load Case Type' is 'Static'. The 'Analysis Type' is 'Nonlinear'. The 'Geometric Nonlinearity Parameters' are set to 'None'. The 'Mass Source' is 'Previous'. The 'Initial Conditions' are set to 'Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State'. The 'Modal Load Case' is 'MODAL'. The 'Loads Applied' table shows:

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

The 'Other Parameters' section shows 'Load Application' as 'Displ Control', 'Results Saved' as 'Multiple States', and 'Nonlinear Parameters' as 'Default'. The 'OK' button is highlighted.

Fig.V.3. Définition les poussées statiques non-linéaires Push X

c) 3^{ème} étape Définition des rotules plastiques

La troisième étape de la méthode push over est consacrée à la définition des positions des rotules plastiques au niveau des sections potentiellement critiques où les sollicitations atteintes leurs maximums.

Un modèle d'éléments finis inclut la relation charge-déformation de tous les éléments est créé dans le programme informatique SAP2000, pour exécuter l'analyse non linéaire Push over NSPA.

Les poutres avec une boucle hystérésis M sollicitée par le moment fléchissant sont définies dans le modèle de calcul non linéaire comme illustré dans la figure V.4

Frame Hinge Assignment Data

Hinge Property	Relative Distance
Auto	1
Auto M3	0
Auto M3	1

Buttons: Add Hinge..., Modify/Show Auto Hinge..., Delete Hinge

Current Hinge Information
 Type: From Tables in ASCE 41-13
 Table: Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i
 DOF: M3

Options
☐ Add Specified Hinge Assigns to Existing Hinge Assigns
☒ Replace Existing Hinge Assigns with Specified Hinge Assigns

Existing Hinge Assignments on Currently Selected Frame Objects
 Number of Selected Frame Objects: 750
 Total Number of Hinges on All Selected Frame Objects: 1500
 All 1500 existing hinge assignments will be removed when the above hinge assignment is applied

Fill Form with Hinges on Selected Frame Object

Buttons: OK, Close, Apply

Auto Hinge Type
 From Tables in ASCE 41-13

Select a Hinge Table
 Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i

Degree of Freedom
☐ M2
☒ M3

V Value From
☒ Case/Combo GNL
☐ User Value V2

Transverse Reinforcing
☒ Transverse Reinforcing is Conforming

Reinforcing Ratio ($p - p'$) / (balanced)
☒ From Current Design
☐ User Value (for positive bending)

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity
☒ Drops Load After Point E
☐ Is Extrapolated After Point E

Buttons: OK, Cancel

Fig.V.4. Définition des rotules plastiques dans les poutres.

Pour les poteaux, l'effet de la charge axiale est considéré à l'aide d'un modèle de diagramme d'interaction N–M1–M2 qui définit la capacité de rotation plastique des poteaux. Un modèle de rotule combiné pour les poteaux P–M (moment fléchissant M et effort normal N dans les Eurocodes et P dans les Codes américains) mis en œuvre dans SAP2000 [31] a été utilisé pour les analyses non linéaires. La Figure V.5 illustre la définition des rotules plastiques dans les poteaux.

Frame Hinge Assignment Data

Hinge Property	Relative Distance
Auto	1
Auto P-M2-M3	0
Auto P-M2-M3	1

Buttons: Add Hinge..., Modify/Show Auto Hinge..., Delete Hinge

Current Hinge Information
 Type: From Tables in ASCE 41-13
 Table: Table 10-8 (Concrete Columns)
 DOF: P-M2-M3

Options
☐ Add Specified Hinge Assigns to Existing Hinge Assigns
☒ Replace Existing Hinge Assigns with Specified Hinge Assigns

Existing Hinge Assignments on Currently Selected Frame Objects
 Number of Selected Frame Objects: 350
 Total Number of Hinges on All Selected Frame Objects: 700
 All 700 existing hinge assignments will be removed when the above hinge assignment is applied

Fill Form with Hinges on Selected Frame Object

Buttons: OK, Close, Apply

Auto Hinge Type
 From Tables in ASCE 41-13

Select a Hinge Table
 Table 10-8 (Concrete Columns)

Degree of Freedom
☐ M2
☐ P-M2
☐ Parametric P-M2-M3
☐ M3
☐ P-M3
☒ M2-M3
☒ P-M2-M3

P and V Values From
☒ Case/Combo GNL
☐ User Value V2 V3

Concrete Column Failure Condition
☒ Condition i - Flexure
☐ Condition iv - Development
☐ Condition ii - Flexure/Shear
☐ Condition iii - Shear

Shear Reinforcing Ratio $p = A_v / (b_w * s)$
☒ From Current Design
☐ User Value

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity
☒ Drops Load After Point E
☐ Is Extrapolated After Point E

Buttons: OK, Cancel

Fig.V.5. Définition des rotules plastiques dans les poteaux.

Une fois les rotules plastiques définies dans les sections potentiellement critiques, celles-ci sont modélisées par le logiciel SAP2000, comme le montre la figure (**Fig. V.6**) ci-dessous :

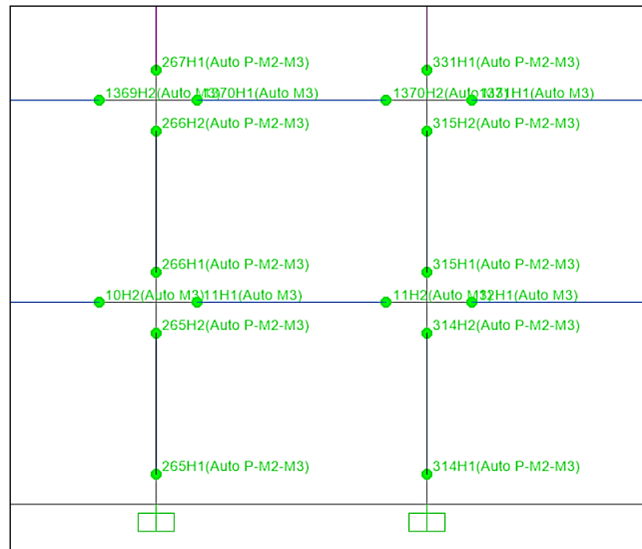


Fig.V.6. Rotules plastique modélisées sur le SAP2000 v20.

d) 4^{ème} étape

Après avoir définir les rotules plastiques dans les sections potentiellement critiques, on lance l'analyse statique non linéaire :



Fig.V.7. Boite de dialogue de lancement l'analyse.

V.1.4.Résultats de l'analyse Push-Over pour les deux structures

V.1.4.1.première modèle (R+4)

Le modèle étudié est illustré dans la figure (**FigV.8**). Dans cette étude, le modèle et les sections de béton et de ferrailage des différents éléments structuraux obtenus par la méthode spectrale modale sont maintenues pour mieux comparés

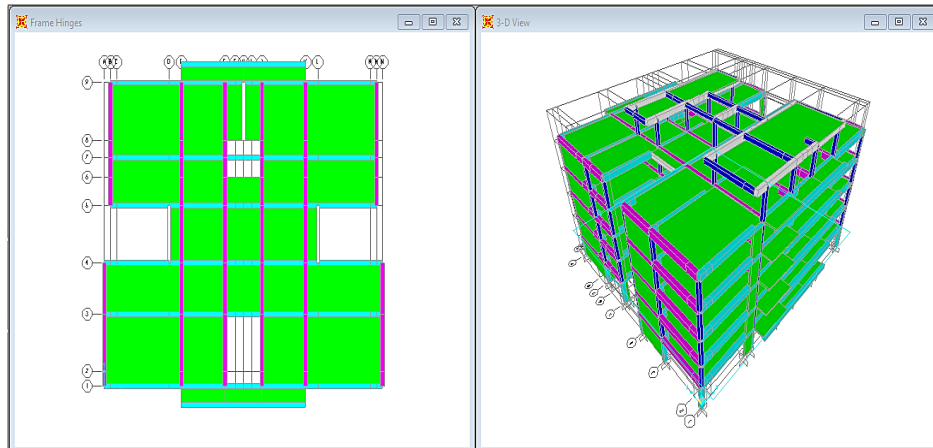


Fig .V.8. Modèle initiale.

➤ Obtention de la courbe de capacité

La courbe de capacité est obtenue en utilisant le logiciel SAP2000 v20 passant par une analyse non linéaire.

La figure (**Fig.V.9**) représente la courbe de capacité de la structure R+4 dans le sens porteur qui représente l'évolution de l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet

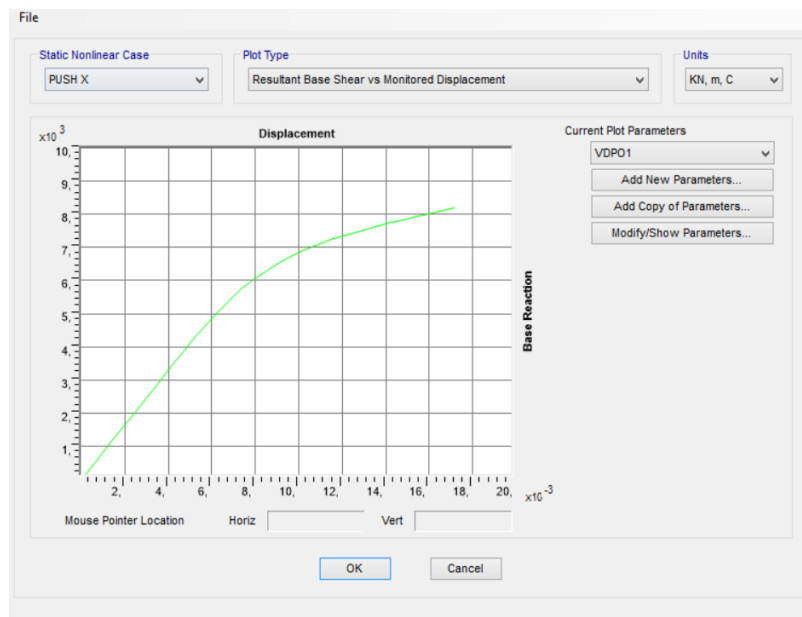


Fig.V.9. Courbe de la capacité – variation de l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet

V.1.4.2. Deuxième modèle (R+9)

Le modèle initial dans cette étude est donné sur la figure (**Fig.V.10**).

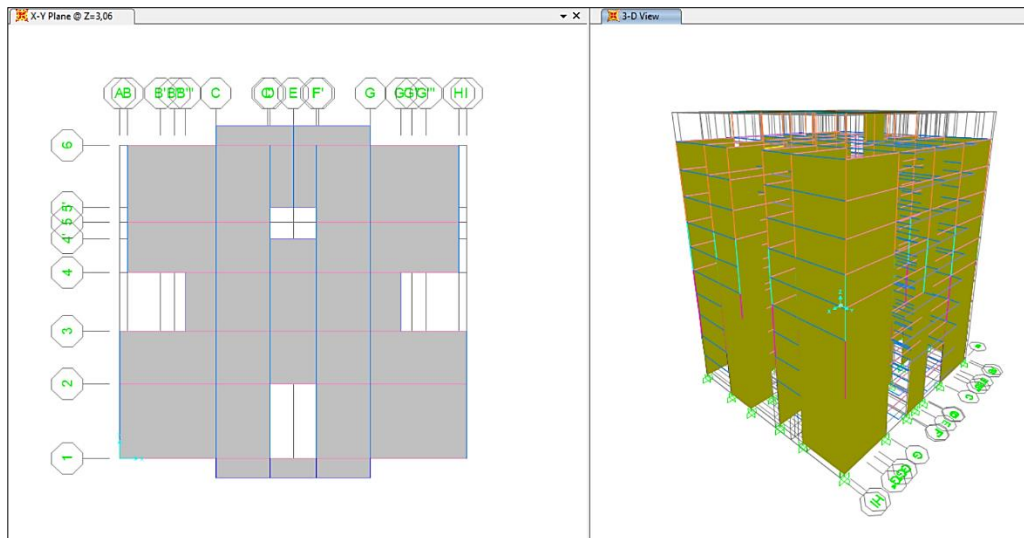


Figure .V.10. Modèle initiale

➤ Obtention de la courbe de capacité

La figure (Fig.V.11) représente la courbe de capacité de la structure R+9 dans le sens porteur qui représente l'évolution de l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet

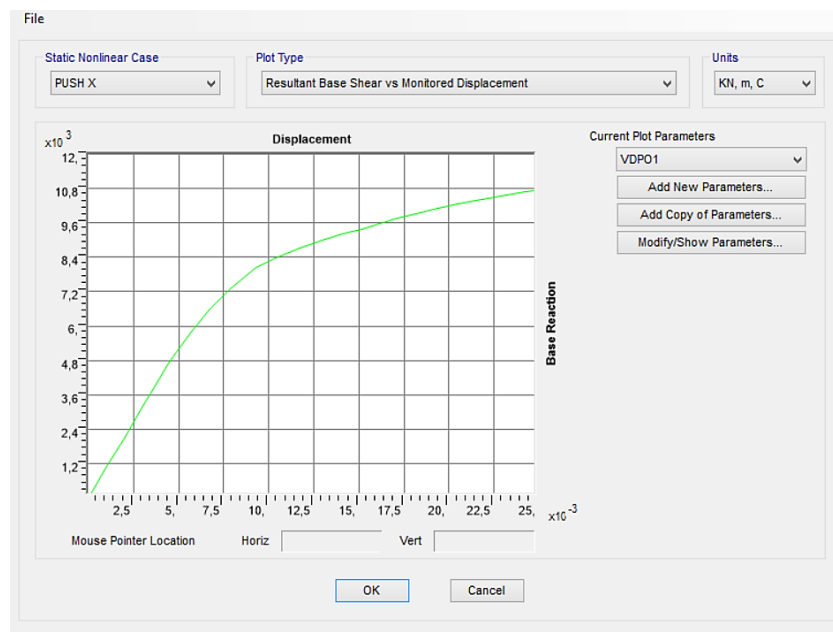


Fig.V.11. Courbe de la capacité dans le sens x-x

V.2.Résultats et interprétations

V.2.1. Introduction

Après la modélisation des deux structures, et sur la base des différents résultats obtenus par les deux méthodes, la méthode spectrale modale et la méthode Push-Over, nous pouvons

donc, interpréter et comparer les résultats obtenus par RPA99 v2003 à ceux obtenus par la méthode Push-Over.

V.2.2. Résultats obtenues par la première structure R+4

V.2.2.1. Positionnement des rotules plastiques

La méthode Push-Over est effectuée en une série d'étapes, dont chacune représente une augmentation de l'effort imposé à la structure. Les nœuds de la structure peuvent être suivis pas à pas, ce qui permet de connaître l'état de l'endommagement de ces nœuds jusqu'au point de ruine.

Nous avons noté que les rotules plastiques de type IO, LS et E sont localisées dans les poutres et les poteaux.

a) 1^{ère} étape

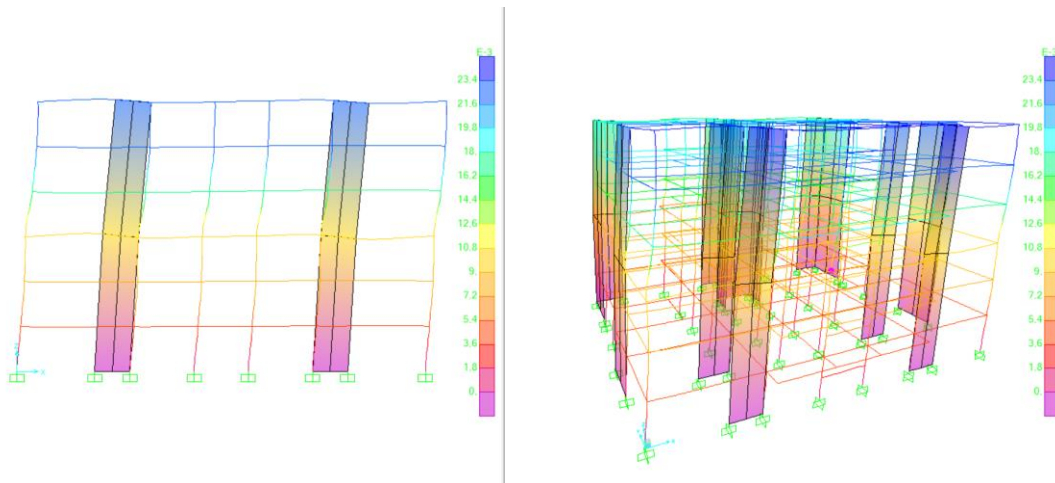


Fig.V.12 .Positionnement des rotules plastique

Cette figure montre clairement aucune rotule plastique est formée.

b) Dernière étape

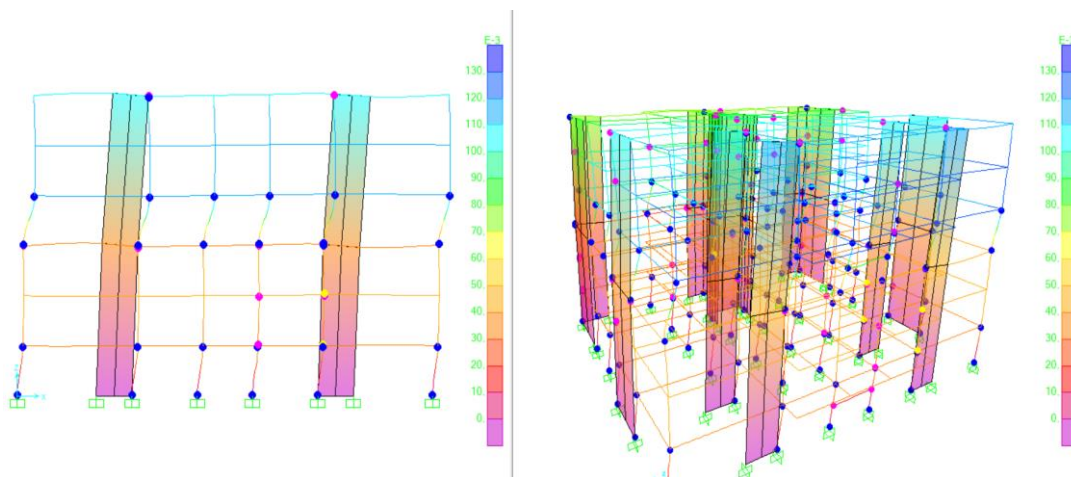


Fig.V.13. Dernière étape de positionnement des rotules plastique

Cette figure montre clairement la formation de la majorité des rotules plastiques dans le domaine BC dans tous les niveaux de la structure.

V.2.2.2. Niveaux de dommage selon la formation des rotules plastiques

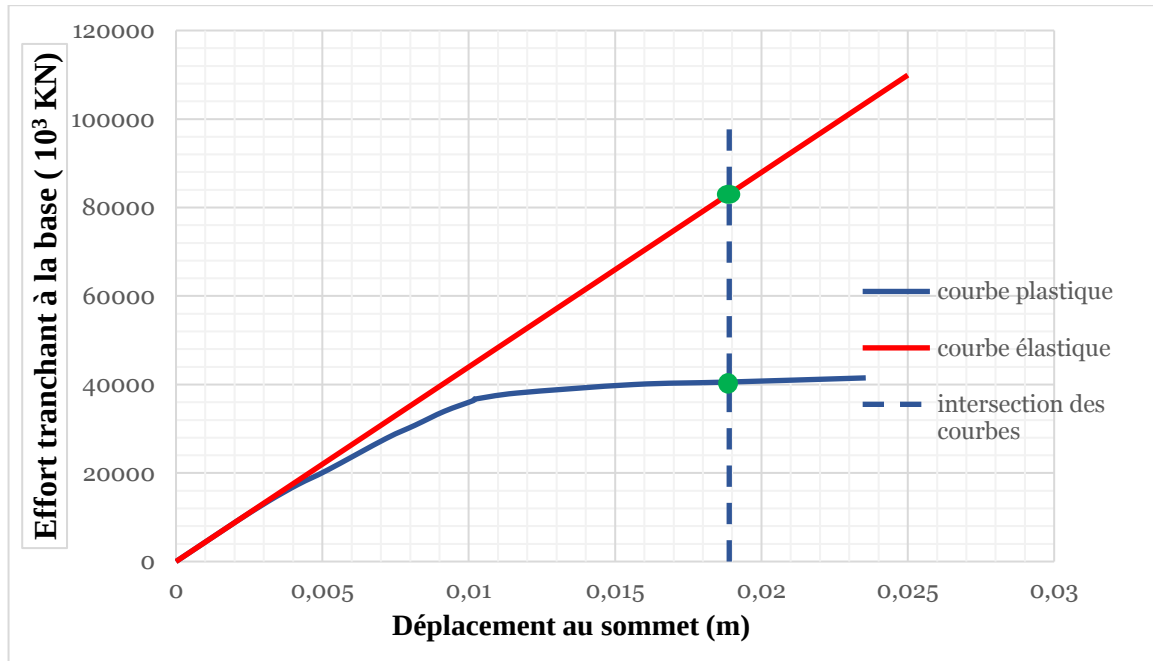
Le tableau (V.1) récapitule le nombre des différents types de rotules plastiques pour la structure R+4.

Tableaux .V.1. Résultats des Niveaux de dommage selon la formation des rotules plastiques pour la structure R+4.

Load Case	Step	Depl (m)	Base Force (KN)	A-B	B-IO	IO-LS	Ls-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	Total
PUSH X	0	0	0	1320	0	0	0	0	0	0	0	1320
PUSH X	1	0,001	4397,084	1320	0	0	0	0	0	0	0	1320
PUSH X	2	0,002	8794,168	1319	1	0	0	0	0	0	0	1320
PUSH X	3	0,002132	9370,847	1316	4	0	0	0	0	0	0	1320
PUSH X	4	0,003179	13721,69	1272	48	0	0	0	0	0	0	1320
PUSH X	5	0,004179	17457,44	1218	102	0	0	0	0	0	0	1320
PUSH X	6	0,005179	20679,91	1193	127	0	0	0	0	0	0	1320
PUSH X	7	0,007168	27776,19	1125	195	0	0	0	0	0	0	1320
PUSH X	8	0,008168	30807,58	1100	220	0	0	0	0	0	0	1320
PUSH X	9	0,009168	33957,67	1061	255	3	0	0	1	0	0	1320
PUSH X	10	0,010168	36400,38	1028	281	10	0	0	1	0	0	1320
PUSH X	11	0,010192	36674,65	1025	283	10	0	0	2	0	0	1320
PUSH X	12	0,010193	36674,97	1025	283	10	0	0	2	0	0	1320
PUSH X	13	0,010197	36684,76	1025	283	10	0	0	2	0	0	1320
PUSH X	14	0,011638	38071,015	1025	283	10	0	0	2	0	0	1320
PUSH X	15	0,015638	40000	1025	283	10	0	0	2	0	0	1320
PUSH X	16	0,0189	40567	1025	283	10	0	0	2	0	0	1320
PUSH X	17	0,023563	41500	1025	283	10	0	0	2	0	0	1320

V.2.2.3.Détermination de coefficient de comportement R

Dans cette figure on a tracé les deux courbes de capacité, élastique et inélastique en même figure pour bien comparer les deux courbes et de pour déterminer le coefficient de comportement



FigV.14. la courbe Push-Over de la première structure R+4

A travers ces deux courbes on peut arriver à calculer le coefficient de comportement R de la structure. Pour un déplacement $U = 18,9 \text{ mm}$; on peut déterminer le coefficient de comportement de la structure R+4 qui est :

$$R = \frac{Vx_{\text{élastique}}}{Vx_{\text{plastique}}} [2]$$

Avec :

$Vx_{\text{élastique}}$: L'effort tranchant à la base de la structure dans le domaine élastique correspondant au déplacement $u = 18,9 \text{ mm}$ qui est : $V_e = 81890 \text{ kN}$

$Vx_{\text{plastique}}$: Tranchant à la base de la structure dans le domaine plastique correspondant au déplacement $u = 18,9 \text{ mm}$ qui est : $V_p = 40567 \text{ kN}$

Le rapport entre les deux efforts tranchants nous a donné le coefficient de comportement :

$$R = \frac{81890}{40567} = 2,01$$

V.2.3. Résultats obtenues par la deuxième structure R+9

V2.3.1. Positionnement des rotules plastiques

a) 1^{ère} étape

La figure (V.15) montre la distribution des rotules plastiques aux niveaux des poteaux et des poutres pour la première poussée. Cette figure montre clairement aucune rotule plastique est formée, ce qui montre la bonne rigidité de la structure dimensionnée par la méthode spectrale modale.

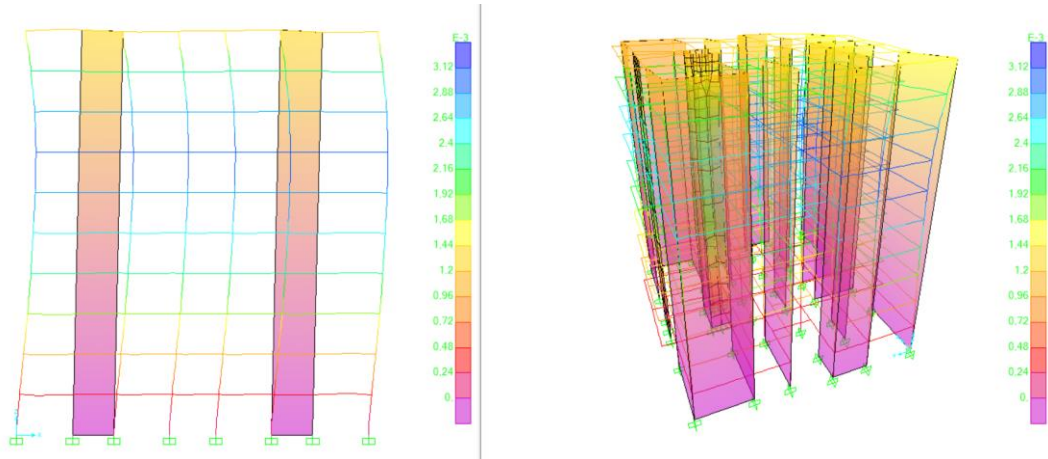


Fig.V.15. 1^{ère} étape de positionnement des rotules plastique

b) Dernière étape

La figure IV.2 montre la distribution des rotules plastiques aux niveaux des poteaux et des poutres pour la dernière poussée. Cette figure montre clairement la formation de la majorité des rotules plastiques dans le domaine BC dans tous les niveaux de la structure. La formation des rotules plastique dans ce niveau n'indique aucun risque qui nécessite une intervention de renforcement extérieure.

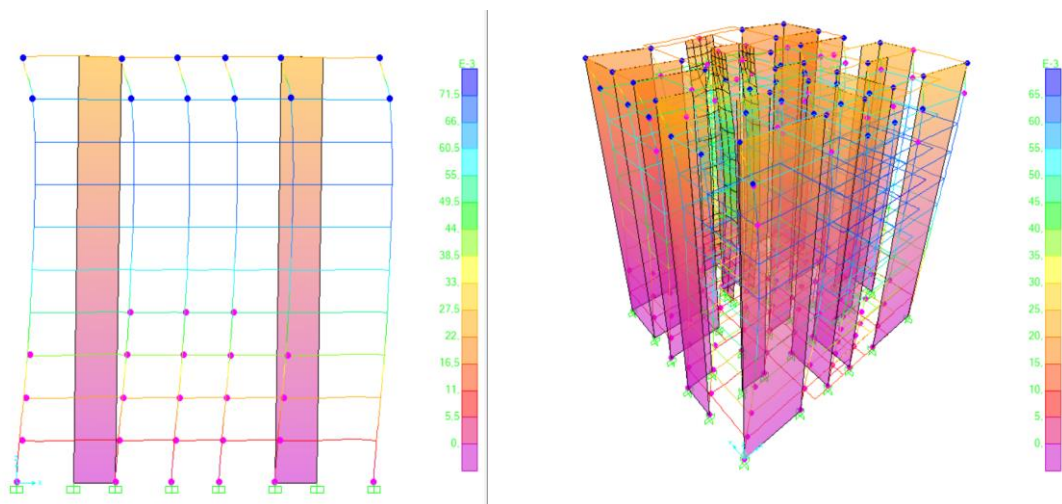


Fig.V.16. Dernière étape de positionnement des rotules plastique

V.2.3.2. Niveaux de dommage selon la formation des rotules plastiques

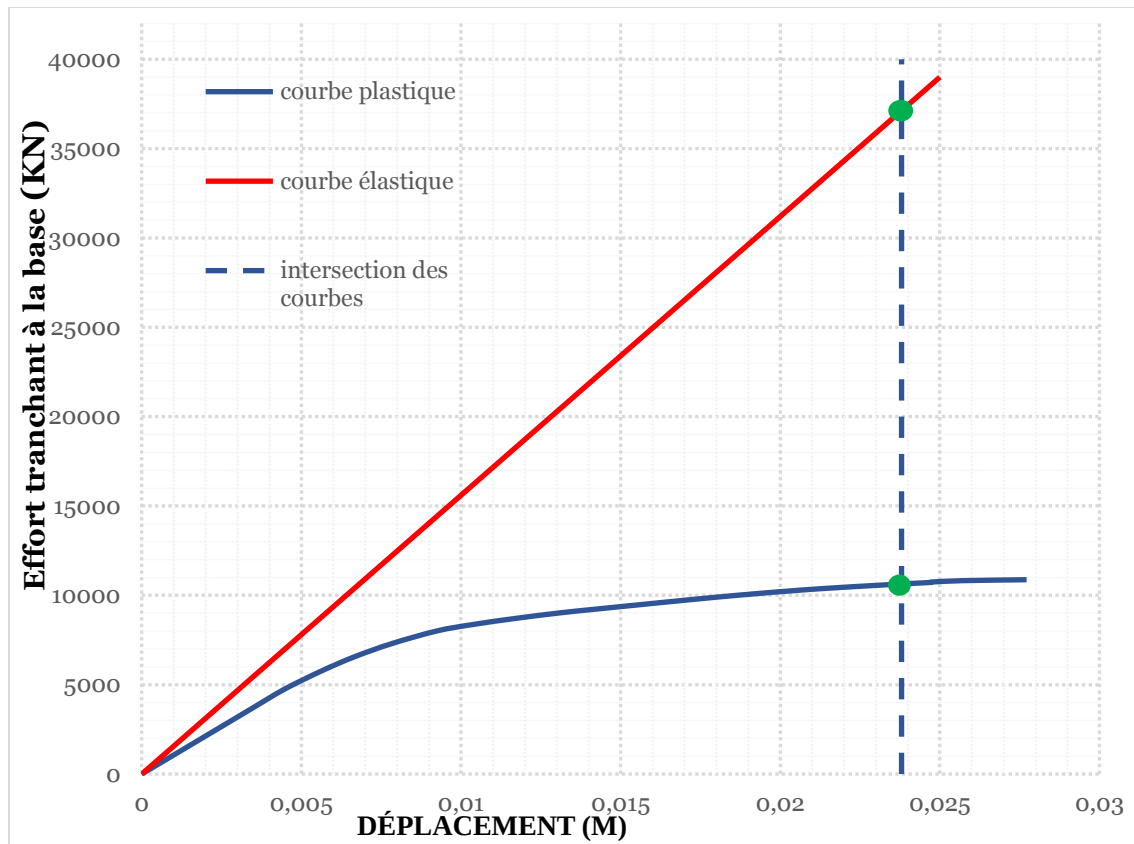
Le tableau (V.2) récapitule le nombre des différents types de rotules plastiques pour la structure R+9.

Tableaux V.2. Résultats des Niveaux de dommage selon la formation des rotules plastiques pour la structure R+9.

Load Case	Step	Depl (m)	Base Force (KN)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	Total
PUSH X	0	0	0	2200	0	0	0	0	0	0	0	2200
PUSH X	1	0,001	1063,733	2200	0	0	0	0	0	0	0	2200
PUSH X	2	0,002	2127,465	2200	0	0	0	0	0	0	0	2200
PUSH X	3	0,003	3191,198	2200	0	0	0	0	0	0	0	2200
PUSH X	4	0,00347	3691,138	2199	1	0	0	0	0	0	0	2200
PUSH X	5	0,004476	4753,006	2187	13	0	0	0	0	0	0	2200
PUSH X	6	0,005627	5766,528	2152	48	0	0	0	0	0	0	2200
PUSH X	7	0,006667	6563,916	2117	83	0	0	0	0	0	0	2200
PUSH X	8	0,007836	7302,166	2081	119	0	0	0	0	0	0	2200
PUSH X	9	0,009249	8009,551	2051	149	0	0	0	0	0	0	2200
PUSH X	10	0,010372	8368,64	2033	166	1	0	0	0	0	0	2200
PUSH X	11	0,011727	8715,149	2021	174	5	0	0	0	0	0	2200
PUSH X	12	0,013106	9021,724	1996	197	7	0	0	0	0	0	2200
PUSH X	13	0,014106	9208,64	1988	205	7	0	0	0	0	0	2200
PUSH X	14	0,015106	9389,441	1980	212	7	0	0	0	0	1	2200
PUSH X	15	0,016106	9567,556	1969	222	7	0	0	0	0	2	2200
PUSH X	16	0,017106	9745,342	1964	222	10	0	0	0	0	4	2200
PUSH X	17	0,018144	9921,211	1951	233	10	0	0	0	0	6	2200
PUSH X	18	0,019332	10108,9	1942	237	15	0	0	0	0	6	2200
PUSH X	19	0,020444	10266,97	1927	249	16	0	0	0	0	8	2200
PUSH X	20	0,021472	10397,2	1914	254	22	0	0	0	0	10	2200
PUSH X	21	0,0238	10187	1890	253	42	0	0	0	0	15	2200
PUSH X	22	0,024181	10273,975	1884	244	54	0	0	0	0	18	2200
PUSH X	23	0,024717	10323,013	1877	246	58	0	0	0	0	19	2200

V2.3.3. Détermination du coefficient de comportement R

Dans cette figure on remarque deux courbes différentes ; la courbe plastique de la structure (en bleu) et la courbe élastique de la structure (en rouge).



FigV.17. la courbe Push-Over de la première structure R+9

A travers ces deux courbes on peut arriver à calculer le coefficient de comportement R de la structure. Pour un déplacement $U = 23,8 \text{ mm}$; on peut déterminer le coefficient de comportement de la structure R+9 qui est :

$$R = \frac{Vx_{\text{élastique}}}{Vx_{\text{plastique}}} [2]$$

Avec :

$Vx_{\text{élastique}}$: L'effort tranchant à la base de la structure dans le domaine élastique correspondant au déplacement $u = 23,8 \text{ mm}$ qui est : $V_e = 37050 \text{ kN}$

$Vx_{\text{plastique}}$: Tranchant à la base de la structure dans le domaine plastique correspondant au déplacement $u = 23,8 \text{ mm}$ qui est : $V_p = 10187 \text{ KN}$

Le rapport entre les deux efforts tranchants nous a donné le coefficient de comportement :

$$R = \frac{37050}{10187} = 3,63$$

V.3.Conclusion

A partir des résultats obtenus en appliquant la méthode Push-Over aux deux structures, nous avons pu calculer le coefficient de comportement réel des deux structures différentes.

Les résultats obtenus dans ce travail montrent que le coefficient de comportement :

1. Diffère pour les structures étudiés par rapport ce qui imposé par les règles Selon la règles parasismiques algériennes (RPA99 v2003), pour un système voiles porteurs $R=3.5$
2. Change en fonction de la hauteur du bâtiment, cette hauteur devrait être inclus dans le calcul du ce coefficient

Cela signifie que chaque structure possède son propre coefficient de comportement, dont le calcul doit être effectué lors de la conception de la structure.

Conclusion Générale

Conclusion Générale

Le comportement des structures utilisant la méthode modale spectrale se présente comme linéaire, alors qu'en réalité il est non linéaire. Pour cela, des normes telles que les règles parasismiques algériens ont proposé des valeurs de coefficient de comportement arbitraires pour réduire l'ensemble de forces élastiques résultantes de l'analyse modale spectrale, ainsi que d'autres paramètres.

Le coefficient de comportement est considéré comme paramètre primordial pour le dimensionnement non linéaire des structures en béton armé contreventé par différents systèmes de contreventement. C'est le seul paramètre qui reflète la ductilité par la méthode modale spectrale. Les règlements Algériens parasismiques proposent des systèmes de contreventement avec des coefficients de comportements différents, parmi lesquelles, le système de contreventement voiles porteurs dont les RPA propose un coefficient de comportement vaut 3,5.

Le travail présenté dans ce mémoire est consacré à l'évaluation du facteur de comportement, d'une structure de bâtiments en béton armé à plusieurs étages avec deux hauteurs différentes R+4 et R+9 en tenant compte des déformations post-élastiques de leurs éléments structuraux à travers d'une série d'analyses statiques non-linéaires en poussée progressive « analyse Push-over ».

Au premier lieu, la méthode modale spectrale est utilisée pour dimensionner les deux structures avec deux hauteurs différentes $H_2 = 18,36$ m et $H_1 = 33,66$ m ($H_1 \approx 2 H_2$) pour voir l'influence du coefficient de comportement en fonction de la hauteur total du bâtiment.

L'analyse push over est une méthode d'analyse approchée dans laquelle la structure soumise à des forces latérales progresse monotonement avec une distribution de hauteur constante pour atteindre un déplacement prédéterminé. L'analyse push over permet de tracer la courbe de la capacité globale de la structure, ainsi que le niveau de dommages structurels.

Les résultats obtenus montrent que :

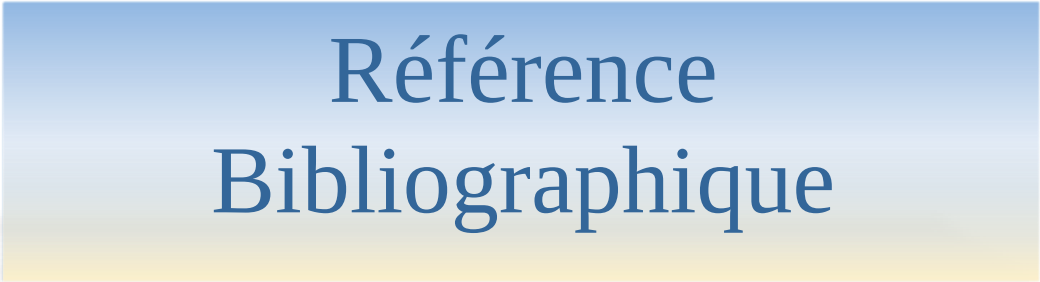
- Les valeurs du coefficient de comportement R trouvées dans la présente étude sont totalement différentes par rapport à celles qui existent dans les règles parasismiques algériens (RPA99 v2003) ce qui nécessite une révision de ces valeurs tout en introduisant le paramètre de Hauteur et éventuellement d'autres.

Les coefficients de comportement obtenus $R = 2,01$ pour la structure ayant d'une hauteur de 18,36 m et $R = 3.63$ pour la structure ayant d'une hauteur de 33.66 m montrent que le coefficient de comportement est fortement influencée par le paramètre de **Hauteur de structure**.

Il est recommandé d'établir une relation qui introduit la hauteur h dans le calcul de coefficient de comportement, et de prévoir ce facteur avant de l'introduire dans les calculs dont le spectre de réponse est concerné, car chaque structure importe une valeur intrinsèque de ce paramètre.

En perspective :

- La présente étude a été menée pour déterminer le facteur de comportement d'une structure en béton armé avec deux hauteurs différentes contreventée par le système voiles porteurs dont $R=3.5$
- Une étude similaire pour des structures dimensionnées selon le règlement parasismique algérien pourrait faire l'objet d'une recherche future tout en introduisant d'autres paramètres tels que le nombre des travées, le dimensionnement en plans selon les deux directions, système de contreventement...etc.
- Collecter les informations que possible des coefficients de comportement réelles et faire des traitements par intelligence artificielle pour proposer des relations afin déterminer le coefficient de comportement.



Référence Bibliographique

Références

- [1] : **BentounesAissa, Khechefoud Lamine** « Etude comparative de la distribution de la charge sismique avec la méthode statique linéaire et la méthode statique non linéaire », , Mémoire de master 2 en génie civil 2019, UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJE, BOUIRA
- [2]: CALIFORNIA SEISMIC COMISSION, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings Volume 1 Applied Technology Council (ATC-40), California, November 1996.
- [3] : **Christine BERNARDI**, À la découverte des méthodes spectrales Directrice de recherche au CNRS - Laboratoire Jacques-Louis Lions, UMR 7598 - Université Pierre et Marie Curie, Paris 6
- [4] : **Yvon MADAY**, À la découverte des méthodes spectrales Professeur - Laboratoire Jacques-Louis Lions, UMR 7598 - Université Pierre et Marie Curie, Paris 6 - Institut universitaire de France
- [5]: **Petr Čada, JiříMáca Czech**,COMPARISON OF METHODS USED FOR SEISMIC ANALYSIS OF STRUCTURES, Technical University in Prague, Faculty of Civil Engineering, Thákurova 7, 166 29 Prague 6, Czech Republic
- [6] : **DONEUX. Catherine**, « Étude du Mécanisme de Transfert des Flexions à la Jonction Poteau Poutre dans les Structures en Portiques Mixtes Soumises à Une Action Sismique», Thèse de Doctorat, en génie civil Université de Liège, 2001-2002.
- [7] : **Edouard Shdeed Amar Kassoul**. PRISE EN COMPTE DE LA DUCTILITÉ DANS LES MÉTHODES DE RENFORCEMENT DES ANCIENS BATIS. Journal Vol.(18)-Number (2)2002. Université de Damas-Syrie
- [8] : **CHETTI Fatima Zahra, KHERBACHE Amal**, «Effet de la variation du coefficient du Comportement 'R' sur la ductilité globale et locale d'une structure en béton Armé en R+8», Mémoire de Master en Génie civil 2022 Université Djilali Bounama ,Khemis Miliana
- [9] : **Hachem , R.**«Etude de la Ductilité de Déplacement des Poteaux en Béton Armé». Mémoire pour l'obtention d'un magistère en génie civil en 2004. université de Constantine, Algérie, 113p.
- [10] : **Jim. W. Sealy, Chairman** Federal «Emergency Management Agency ,NEHRP recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures» FEMA440,2005.

- [11] : **A.Elghoulbzouria, KissiBenaissab, Zakaria El alamia, A.Ezziania, M.ElYoubia, A. Khamlichic**, MOUHAT «Application de la méthode d'analyse statique nonlinéaire sur un bâtiment R+3», ENSAM, Université Hassan II Mohammeda, Maroc
- [12] : **RutvikSheth, JayeshPrajapati and DeveshSoni**, «Comparative study non-linear static push-over analysis and displacement based adaptive push-over analysis method » en 2018
- [13] : **AbdesslamIssam**, «Analyse push-over des structures en béton armé tridimensionnelle à étage souple» Mémoire de Doctorat en Génie Civil 2018, Université Mohamed Khider, Biskra,
- [14] : **Mr Bentounes Aissa,Mr khechefoud lamine**, «Etude comparative de la distribution de la charge sismique avec la méthode statique linéaire et la méthode statique non linéaire » Mémoire de Master en Génie Civil 2019, Université Akli Mohand Oulhadje, Bouira,
- [15] : **Mansouri Salim** «Analyse non linéaire d'une structure en voile», Memoir de master en génie civil 2016, Université Mohamed Boudiaf Msila
- [16] : **BoudjemaAbdenmour, Touala Ismail**, «Contribution à l'évaluation du coefficient de comportement sismique des structures en Béton Armé par la méthode des poussées progressives « PUSHOVER » Mémoire de Master en Génie Civil 2020,, Université Belhadj Bouchaib, AinTémouchent.
- [17] : **DjaithChems Eddine, Bakache Yazid**, «Analyse dynamique non linéaire temporelle des structures en acier a nœuds semi-rigides», Mémoire de Master en Génie Civil 2022 Université Mohamed Boudiaf, Msila.
- [18] : **Kbaili. B, Redjel**. Etude critique des règles parasismiques Algériennes RPA99, Annaba, s.n., 2009. université badjimokhetar, département de génie civil
- [19] **Louzaï. A, Abed. A**, «Evaluation of the seismic behavior factor of reinforced concrete frame structures based on comparative analysis between non-linear static pushover and incremental dynamic analyses», Bull Earthquake Eng, 13:1773–1793, 2015
- [20] : **Mouzzon. M, Moustachi. O, Taleb. A**, «Evaluation du facteur de comportement pour le calcul parasismique des bâtiments en béton armé». Publié dans J. Mater. Environ. Sci, 2013, n° 4, 23-32.
- [21] : **Cheikh. B et Hadid**, «Evaluation des demandes sismique des structures en béton armé par l'approche en ductilité de la méthode du spectre de capacité». *Publiée dans école national supérieur des travaux publics ENSTP*. Alger : s.n. 2009.
- [22] : **Mouzzoun, M et al**. «Évaluation du facteur de comportement pour le calcul parasismique des bâtiments en béton armé ». *Publiée dans école Mouhammedia d'ingénieurs*. Rabat, génie civil, Maroc : s.n, 2012

- [23]: **Christopher Rojahn** Applied technology council (ATC19). Structural response modification factors.ATC, 1995.
- [24] : **Djebbar. N**, «Contribution à l'Etude de la Performance Parasismique des Eléments Linéaires en Béton». Thèse pour l'obtention du doctorat en génie civil. Université de Constantine, Algérie, 238p.
- [25] : Règlement parasismique algérien (RPA 99, version 2003). Centre nationale de génie parasismique appliqué, Algérie.
- [26]: Uniform building code (UBC 1997). Chapters 1 through 15 are printed in Volume 1 of the Uniform Building Cod STRUCTURAL DESIGN REQUIREMENTS
- [27]: **Zafar. A**, « Response modification factor of reinforced concrete moment resisting frames in developing countries» .Thesis for obtaining degree of Master of Science in civil engineering. University of Illinois at Urbana- Champaign , 2009, Pakistan, 102p.
- [28]:**Park. R L, Park. R &Paulay. T**, Reinforced concrete structures. John Wiley & Sons.en (1975).